

## Zweite Abhandlung

über die

### Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen, bei gleichzeitiger Steigerung der Hochwässer in den Cultur-Ländern.

Von

**Gustav Ritter v. Wex,**

k. k. Ministerialrath und Ober-Bauleiter der Donau-Regulirung bei Wien.

#### Einleitung.

In meiner ersten, unter dem obigen Titel in der „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines“ vom Jahre 1873 veröffentlichten Abhandlung habe ich aus den langjährigen Wasserstands-Beobachtungen an neun Pegeln der fünf Hauptströme von Mitteleuropa: Donau, Rhein, Elbe, Weichsel und Oder, dann aus vielfältigen anderen Beobachtungs-Resultaten die Nachweisungen geliefert, dass sowohl in den vorgenannten Strömen, als auch in den in dieselben einmündenden Nebenflüssen, Bächen und Quellen, die abfließenden Wasserquantitäten während der letzten Decennien bedeutend abgenommen haben; in dieser Abhandlung habe ich zugleich auch die Ursachen dieser eigenthümlichen hydrographischen Erscheinung ausführlich erörtert, und schliesslich die zu ergreifenden Massnahmen und Vorkehrungen in Antrag gebracht, um dem weiteren Umsichgreifen dieser, die künftigen Generationen schwer bedrohenden Calamität nach Thunlichkeit Schranken zu setzen.

Seit der Veröffentlichung der obigen Abhandlung wurde die von mir angeregte Wasserfrage fast in allen Ländern theils von wissenschaftlichen Instituten und theils von einzelnen Naturforschern und Fachmännern eifrigst studirt, ventilirt und die diesbezüglichen Gutachten oder Ansichten durch den Druck veröffentlicht.

In der weit grösseren Anzahl der erschienenen Gutachten haben die betreffenden wissenschaftlichen Institute und Autoren mit meinen Ansichten, mit meinen Schlussfolgerungen und mit der von mir aufgestellten Hypothese bezüglich der Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen sich theils vollständig, theils mit einiger Reserve einverstanden erklärt, zugleich aber auch noch viele neue Beispiele und Motive für die Richtigkeit dieser Hypothese angeführt.

Weil jedoch gerade mehrere Ingenieure und Hydrotechniker die Ansicht ausgesprochen haben, dass die von mir aus der Abnahme der Wasserstände in den Strömen gezogenen Schlussfolgerungen unverlässlich, und auch die übrigen Beweise für die Wasserabnahme nicht ganz unanfechtbar sind, dann weil einige dieser Techniker sogar die neue Hypothese aufgestellt haben, dass die constatirten Abnahmen der Wasserstände nicht eine Folge des verminderten Wasserabflusses, sondern vielmehr eine Folge der Veränderungen und insbesondere der Vertiefungen der Flussbette sei, so habe ich seit sechs Jahren keine Mühe und keine Kosten gescheut, um mir möglichst viele und verlässliche hydrotechnische Vermessungen und Erhebungsdaten von verschiedenen Strömen zu verschaffen, um aus denselben zunächst selbst klar zu ersehen, ob die von mir früher ausgesprochenen Ansichten, oder aber jene meiner Gegner die richtigeren sind.

Nachdem ich nun bei diesen ununterbrochen fortgesetzten Erhebungen und Studien die vollste Ueberzeugung gewonnen habe, dass die von mir aufgestellte Hypothese bezüglich der Wasser-

abnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen, selbst durch die neuerlichen Erhebungen leider als wahr bestätigt wird, so sehe ich mich veranlasst, die vorliegende zweite Abhandlung zu veröffentlichen, indem ich glaube, dass eine unanfechtbare Klarstellung dieser Wasserfrage nicht nur in hydrotechnischer, sondern auch in naturwissenschaftlicher und culturhistorischer Beziehung von grosser Wichtigkeit ist, wie ich dies bereits in meiner ersten Abhandlung näher nachgewiesen habe. Die allgemeine Erkenntniss von der Wasserabnahme in den Quellen und Flüssen, dann der hieraus entspringenden höchst nachtheiligen Folgen für die fernere Cultur der Länder und für ihre Bewohner, ist aber auch aus dem Grunde unbedingt nothwendig, damit die hohen Regierungen, Corporationen, Grossgrundbesitzer und die einzelnen Gemeinden die geeigneten Vorkehrungen und Massnahmen einleiten werden, um dieser Calamität, insoweit dies noch thunlich ist, Schranken zu setzen.

Im I. Abschnitte der nachfolgenden Abhandlung werde ich zunächst die in dieser Frage von den wissenschaftlichen Instituten, dann von den einzelnen Naturforschern und Fachmännern abgegebenen zustimmenden Gutachten in gedrängter Kürze zusammenstellen, sodann im II. Abschnitte auf Grundlage der von mir gesammelten neueren Erhebungsdaten die Beweise liefern, dass die von den Gegnern vorgebrachten Einwendungen und aufgestellten neuen Hypothesen unbegründet, oder auf unrichtigen Voraussetzungen basirt sind.

#### I. Abschnitt.

1. Die kaiserliche Akademie der Wissenschaften in Wien hat über mein Ersuchen zur Begutachtung meiner vorerwähnten Abhandlung eine Commission von fünf Fachmännern aus ihrer Mitte eingesetzt, welche nach eingehender Prüfung in ihrem Berichte vom 23. April 1874 sich mit meinen Nachweisungen und Schlussfolgerungen im Allgemeinen einverstanden erklärt hat, und nur bemerkt, dass die von mir ausgesprochene Vermuthung, als würden die atmosphärischen Niederschläge in den Cultur-Ländern jetzt gleichfalls abgenommen haben müssen, durch die bisherigen langjährigen meteorologischen Beobachtungen in England, Schottland und in Paris nicht bestätigt wird, und obwohl es übereilt wäre, hieraus zu schliessen, dass auch im Innern des Continents keine derartigen Aenderungen stattgefunden haben, sind indessen auch die an continentalen Stationen angestellten Regenmessungen, die allerdings nicht so weit zurückreichen, einer solchen Annahme nicht günstig.

Die kaiserliche Akademie der Wissenschaften hat in ihrer feierlichen Sitzung am 30. Mai 1874 den vorerwähnten Bericht ihrer Commission acceptirt und zugleich beschlossen:

- a) die k. k. österreichische Regierung auf die continuirliche Wasserabnahme in den Quellen und Strömen, sowie auf die Ursachen dieser Erscheinung aufmerksam zu machen, und sich zugleich bei den hohen Ministerien zu verwenden, dass die von Wex proponirten Massnahmen und Vorkehrungen, um dem weiteren Fortschreiten dieser Calamität nach Thunlichkeit Schranken zu setzen, reiflich erwogen und durch die Erlassung entsprechender Gesetze zur Durchführung gebracht werden;
- b) die wissenschaftlichen Institute im Auslande unter Mittheilung eines Exemplares der Wex'schen Abhandlung zu

ersuchen, die langjährigen Wasserstands-Beobachtungen an den dortländigen Flüssen in ähnlichen Uebersichten und graphischen Darstellungen der kaiserlichen Akademie mittheilen zu wollen;

- c) der österreichischen Regierung auch noch den Wunsch auszusprechen, dass an mehreren Flüssen und an geeigneten Stellen regelmässige Beobachtungen und Messungen nicht blos der Wasserstände, sondern auch der abfliessenden Wassermengen eingeführt werden, um die Gesetze der Abhängigkeit der letzteren von den Wasserständen näher zu untersuchen.

Für diese von der kaiserlichen Akademie gefassten und auch durchgeführten Beschlüsse muss ich derselben zunächst meinen innigsten und verbindlichsten Dank aussprechen, da hiedurch die Anregung gegeben wurde, dass die wissenschaftlichen Vereine auch in anderen Ländern über diese wichtige Wasserfrage genaue Beobachtungen und Studien veranlasst haben.

2. und 3. In Folge der obigen Anregung haben die kaiserl. und königl. Akademien der Wissenschaften in Petersburg und in Kopenhagen auch eigene Commissionen zur Prüfung meiner vorerwähnten Abhandlung bestellt, welche in ihren diesbezüglichen Berichten vom 22. Jänner 1876 und vom 7. October 1875 sich im Allgemeinen mit den darin ausgesprochenen Ansichten und Schlussfolgerungen einverstanden erklären, zugleich aber bemerken, dass durch die langjährigen meteorologischen Beobachtungen zu Petersburg und zu Kopenhagen eine Abnahme der atmosphärischen Niederschläge daselbst nicht constatirt wurde. Hiebei hat jedoch die Commission in Petersburg ihre Ansicht noch dahin ergänzt: „es wäre immerhin möglich, dass eine andere Vertheilung der Niederschläge und der Evaporation auf der Erdoberfläche eine Abnahme der Gesamtwassermenge bei den einen, und eine Zunahme bei den anderen Flüssen zur Folge gehabt hätte“.

Die genannte Commission hat bezüglich der gemachten Wahrnehmungen über die Folgen der Entwaldungen auch noch angeführt, dass in den südlichen Theilen Russlands, in welchen vor 150 bis 200 Jahren notorisch noch grosse Waldbestände waren, gegenwärtig sich die kahle Steppe entwickelt hat, in welcher die Höhen wasserlos sind, und deren Bevölkerung daher gezwungen ist, sich an den magern, ungenügenden Wasserfäden der flachen Thäler anzusiedeln, um nicht durch Wassermangel zu verschmachten.

Diese Commission führt ferner an, dass auch an der unteren Wolga und am Dnieper die Gegenden entwaldet sind, daher sich die Strombette daselbst versanden, verändern und neue Untiefen erhalten, wogegen die Hochwässer jetzt höher als in früheren Zeiten ansteigen.

Die Commission in Kopenhagen spricht in ihrem Berichte noch die folgenden beachtenswerthen Ansichten aus:

„Weil in den letzten Zeiten unsere Wälder keine Veränderung erlitten haben, so ist es schwer die graduale Abnahme der Wasser in Folge der Waldabstockungen zu constatiren, wir müssen jedoch beifügen, dass uns Alles zu der Schlussfolgerung führt, wienach zur Zeit, wo Dänemark mit grossen Waldungen bedeckt war, auch die Wassermenge in unseren Flüssen eine viel grössere gewesen ist, als die jetzige, denn es gibt im Lande viele Flüsse,

welche jetzt entweder nur eine sehr geringe, oder gar keine Wassermenge führen, und dennoch Spuren zeigen, dass sie einstens bedeutende Wassermassen abgeführt hatten.“

„Dass die Umwandlung der Wälder in beackerte Felder eine bedeutende Herabminderung der jährlichen Wassermenge in den dänischen Flüssen erzeugt hat, kann die Commission durch factische Thatsachen an den verschiedenen See'n nächst Kopenhagen beweisen.“

„Diese See'n liegen auf einem ausgedehnten flachen Lande, dessen Grund aus Lehmerde besteht, die auf einer Kreideschichte gelagert ist. Diese gesammte Fläche war einstens mit Wald bedeckt, welcher nach und nach theilweise verschwunden ist, so dass einige dieser See'n sich nun zwischen Feldern, die andern aber in Mitte von Wäldern befinden.“

„Die angestellten Beobachtungen haben nun ergeben, dass jene See'n, welche in und nächst den Wäldern liegen, eine weit grössere Wassermenge erhalten als jene See'n, welche eine analoge Ausdehnung haben, die aber in Gegenden liegen, wo die Wälder ausgerodet wurden, und da die sonstigen Verhältnisse dieser See'n gleich sind, so muss man schliessen, dass die Wasserabnahme in den letztgenannten See'n den Waldausrodungen zuzuschreiben ist.“

Die dänische Commission hat schliesslich ihre Ansicht dahin ausgesprochen, „dass die Abstockungen der Wälder eine bedeutende Verminderung der in Flüssen und insbesondere der in den Quellen abfliessenden Gewässer zur Folge haben, ferner dass die fortschreitende Cultivirung der Felder, dann auch künstlichen Bewässerungen derselben eine weitere Wasserabnahme in den Quellen und Flüssen veranlassen“.

4. Die königl. Canal-Direction in Norwegen hat den Lieutenant Herrn Hans Nysöm mit der Aufgabe betraut, die von der kaiserlichen Akademie der Wissenschaften in Wien gewünschten Erhebungen an den norwegischen Strömen zu pflegen, worauf derselbe in dem hierüber erstatteten Berichte vom 20. Mai 1877 die Nachweisung geliefert hat, dass die am Glommen-Strome an den zwei Pegelstationen bei Nastangen und bei Sarpfos, welche bis jetzt noch von keiner Stromregulirung beeinflusst wurden, gemachten 30jährigen Wasserstands-Beobachtungen, sowohl für die von Herrn Wex aufgestellte Hypothese bezüglich der Wasserabnahme in den Flüssen, als auch für die von ihm ausgesprochene Ansicht über die Ursachen dieser Erscheinung sprechen.

5. Auch der Oesterreichische Ingenieur- und Architekten-Verein hat über mein Ersuchen zur Begutachtung meiner Abhandlung: „Ueber die Wasserabnahme etc.“ ein hydrotechnisches Comité bestellt, welches in seinem hierüber am 17. April 1875 erstatteten Berichte die nachstehenden Ansichten ausgesprochen hatte:

- a) Das Comité erkennt zunächst die grosse Wichtigkeit der vom Herrn Wex angeregten Wasserfrage, zugleich aber auch die Schwierigkeit der verlässlichen Beantwortung derselben aus den bis dahin vorgelegenen Beobachtungen und Erhebungsdaten.
- b) Aus der Abnahme der mittleren Wasserstandshöhen in einem Flusse könne jedoch, nach der Ansicht des Comité's, auf die Abnahme der in demselben abströmenden Wassermengen

noch nicht mit Sicherheit geschlossen werden, weil im Falle der Veränderung des Durchflussprofils oder des Gefälles des Flusses, die Pegelstände nicht mehr massgebend sind, daher es unerlässlich nothwendig sei, dass an mehreren constanten Querprofilen der Haupt- und Nebenflüsse genaue und regelmässige hydrotechnische Messungen vorgenommen werden.

- c) Wenn auch aus den vom Hofrath Wex gelieferten Nachweisungen ein genaues Maass der Wasserabnahme ziffermässig nicht bestimmt werden kann, so weisen doch die vorliegenden Daten darauf hin, dass bei den genannten Flüssen eine Wasserabnahme in der That stattgefunden habe.
- d) Aus den Nachweisungen in der besagten Abhandlung geht auch der für den Ingenieur bedeutend wichtigere Umstand klar hervor, dass das Regime der genannten Flüsse sich in neuerer Zeit bedeutend verändert habe.
- e) Die von Wex angeführten Ursachen der besprochenen hydrographischen Veränderungen wurden vom Comité in mehrfacher Hinsicht theils angefochten, theils bezweifelt, und zwar insbesondere auch die aufgestellte Behauptung, dass in den Cultur-Ländern in Folge der ausgedehnten Waldausrodungen die atmosphärischen Niederschläge jetzt geringer geworden sind, wobei jedoch das Comité anerkannt hatte, dass die Entwaldungen einen sehr nachtheiligen Einfluss auf das Regime der Flüsse ausgeübt haben.

Der Oesterreichische Ingenieur- und Architekten-Verein hat den vorerwähnten Bericht seines hydrotechnischen Comité's in der Geschäfts-Versammlung am 17. April 1875 zur genehmigenden Kenntniss genommen und seinen Verwaltungsrath beauftragt, die neu formulirten Schlussanträge des Hofrathes Wex der k. k. österreichischen Regierung mit der Bitte wegen Durchführung derselben zu unterbreiten, um der drohenden Calamität nach Thunlichkeit Schranken zu setzen.

6. Bei dem internationalen Congresse der Land- und Forstwirthe im September 1873 in Wien hat der königl. preussische Forstmeister Herr Dr. A. Bernhardt als Berichterstatter, dann der königl. italienische Senator Herr Luigi Torelli aus Rom sehr interessante Daten über die Folgen der Waldausrodungen in Europa vorgelegt, und hiebei zugleich nachgewiesen, dass hiedurch viele Quellen versiegen, dass die in den Bächen und Flüssen abströmenden Wasserquantitäten bei normalen Wasserständen immer mehr abnehmen, wogegen die Hochwässer jetzt häufiger eintreten und auch höher anschwellen.

7. Insbesondere hat Herr Torelli in seinem am 10. Mai 1873 veröffentlichten Buche\*) aus den sehr reichhaltigen hydrotechnischen Beobachtungen und Aufzeichnungen in Italien, beachtenswerthe Daten über die verderblichen Folgen der Waldausrodungen daselbst mitgetheilt, und auf Grundlage vielfältiger Beispiele und Erfahrungen die nachstehende Ansicht ausgesprochen:

„So gross auch die Uebel und Nachtheile der jetzt häufiger eintretenden, dann auch höher anschwellenden Hochwässer in den

Flüssen sind, so sind diese Nachtheile dennoch nicht grösser als jene, welche in Folge der fortschreitenden Versiegun der Quellen und der Wasserabnahme in den Bächen und Flüssen entstehen.“

Herr Torelli citirt noch die nachstehenden Beobachtungen und Messungen des berühmten Hydrotechnikers Paleocapa:

Die Wassermenge des Flusses Sile hat beim niedrigsten Stande seit 150 Jahren um 33%, und jene der Brenta bei Bassano vom Jahre 1684 bis 1777 um 7%, endlich der Adda beim Ausflusse aus dem Lago di Como vom Jahre 1842 bis 1862 um 13% abgenommen, welche Wasserabnahme noch fortschreitet und daher besorgniserregend ist.

8. Aus Anlass der im Jahre 1872 durch den Po-Fluss veranlassten verheerenden Ueberschwemmungen, hat die königl. italienische Regierung eine aus sieben Hydrotechnikern bestehende Commission gebildet, welche auf Grundlage einer sehr genauen hydrotechnischen Aufnahme des ganzen Stromgebietes, und nach reiflichen Studien derselben, jene Massregeln vorzuschlagen hatte, welche geeignet wären, um ähnlichen Ueberschwemmungs-Gefahren vorzubeugen.

Laut dem, vom Vice-Präsidenten des h. Rathes der öffentlichen Bauten, Herrn Com. Barilari, im December 1876 erstatteten Berichte, hat die vorerwähnte hydrotechnische Commission das nachstehende Gutachten abgegeben:

„Die Hochwässer des Po-Flusses haben besonders in diesem Jahrhunderte progressiv zugenommen, weshalb auch die meisten Inundations-Dämme an diesem Flusse bedeutend erhöht und verstärkt werden mussten. Diese Abhilfe wurde von der Commission als unzulänglich, ja sogar als eine Vergrösserung der Gefahr bezeichnet, weshalb sie auf Mittel gedacht hat, wie diese Hochwässer zu vermindern, oder doch wenigstens deren Zunahmen hintanzuhalten wären. In Folge dessen untersuchte die Commission den Zustand der Wälder im Stromgebiete des Po; dieselbe legte alsdann einen grossen Werth auf die Erlassung entsprechender Gesetze gegen die Waldverwüstungen, beantragte sodann die Anlage grosser Wasser-Reservoirs, in welchen ein Theil der Hochwässer aufzuhalten und später zur Bewässerung der Felder zu verwenden wäre, proponirte ferner die Herstellung geeigneter Einmündungen der Nebenflüsse in den Po, endlich die Ausführung mehrerer Durchstiche zur Abkürzung des Stromlaufes.“

Das vorstehende Gutachten und die beantragten Massnahmen stimmen sonach mit den von mir in meiner Abhandlung vom April 1873 ausgesprochenen Ansichten vollkommen überein.

9. In dem vom Professor Dr. Ebermayer herausgegebenen ausgezeichneten Werke: „Physikalische Einwirkungen des Waldes auf Luft und Boden und seine klimatologische und hygienische Bedeutung, begründet durch die Beobachtungen der forstlich-meteorologischen Stationen im Königreich Bayern. Aschaffenburg 1873“, hat der Verfasser auf Grundlage mehrjähriger genauer, wissenschaftlicher Versuche und Beobachtungen die nachstehend aufgestellten Sätze überzeugend erwiesen, und zwar:

- a) Der Wald hat auf die Regenmenge insoferne Einfluss, als derselbe den relativen Wassergehalt der Luft vermehrt und dieselbe ihrem Sättigungspuncte näher führt, so dass bei eintretender Temperatur-Erniedrigung im Walde eine theilweise Ausscheidung des Wassers leichter und

\*) „Delle cause principali delle piene dei Fiumi e di alcuni provvedimenti“ per diminuirle di Luigi Torelli, Senator del Regno.

in grösserer Menge stattfindet als auf unbewaldetem Terrain. Je höher der Wald über der Meeresoberfläche liegt, desto mehr macht sich dieser Einfluss bemerkbar.

- b) Der Wald vermindert sehr bedeutend die Verdunstung des Bodenwassers gegenüber jener auf freiem Felde, und zwar bei streufreiem Waldboden um 62%, und mit Streudecke sogar um 85%.
- c) Im Innern der Continente, wo die Luftfeuchtigkeit und die jährliche Regenmenge sich vermindern, und die sommerliche Erhitzung sich steigert, spielt der Wald bezüglich seiner Einwirkung auf die Regenmenge eine wichtigere Rolle als in den Küstengegenden. Irland und Grossbritannien können bezüglich der Regenniederschläge den Wald leichter entbehren als Deutschland und Russland.
- d) Die Abholzung grösserer Waldbestände wird zwar in Ebenen keinen wesentlichen Einfluss ausüben, dagegen wird in gebirgigen Gegenden alsdann durchschnittlich weniger Regen fallen als vorher, und zwar hauptsächlich im Sommer-Halbjahre.

Wenn aber auch angenommen werden wollte, dass nach der Abholzung der Wälder unter allen Verhältnissen noch eben so viel Regen fiele als zuvor, so liesse sich der aus der Erfahrung bekannte Einfluss der Entwaldungen auf die Verminderung oder Versiegung der Quellen, dann auf den geringeren mittleren Wasserstand in den Flüssen hinreichend erklären aus dem enormen Einflusse des Waldes und seiner Streudecke auf die Verdunstung des Bodenwassers, durch welchen allein schon „der Wald als ein grosser Wasserbehälter für die umliegende Gegend betrachtet werden müsse“.

- e) Der Wasserstand der Flüsse steht auch noch insofern in einer bestimmten Beziehung zum Walde, als im Frühjahr an bewaldeten Stellen der Schnee drei bis vier Wochen länger liegen bleibt und langsamer schmilzt als auf unbewaldetem Terrain. Es wird daher in nicht bewaldeten Gegenden im Frühjahr das Steigen der Flüsse nach der Schneeschmelze viel schneller erfolgen, das Schneewasser wird auch weniger in den Boden eindringen, und die Quellen werden daher schlechter ernährt, als auf bewaldetem Boden.
- f) Grössere Entwaldungen sind in Gebirgsgegenden noch viel schädlicher als in Ebenen; sie rufen in kurzer Zeit die Bildung verheerender Wildbäche hervor. Perioden der Dürre, dann kurze aber verderbliche Ueberschwemmungen, Versandungen der Flüsse, Mangel an perennirenden Quellen und Bächen, grosse Schwankungen im Wasserstande der Flüsse, müssen sich unfehlbar einstellen, und charakterisiren solche Gegenden, in welchen die Gebirge abgeholzt wurden.

Herr Ebermayer sagt schliesslich:

- g) „Fassen wir alle diese verschiedenen Wirkungen des Waldes zusammen, so kann es keinem Zweifel unterliegen, dass durch das Verschwinden der Wälder die Menge

des Wassers in einem Lande sich beträchtlich vermindern muss, auch wenn nach der Entholung noch eben so viel Regen fiele als zuvor.“

„Vorstehende Sätze zeigen, wie enge mit einander verknüpft der Reichthum an Wäldern und an Wasser in einem Lande sind; eine Thatsache, welche vorzugsweise durch den gewaltigen Einfluss des Waldes und der Streudecke auf die Verdunstung der Bodenfeuchtigkeit herbeigeführt wird. Es kann uns daher nicht wundern, dass Quellen und Bäche versiegen, oder nur periodisch fliessen, dass der mittlere Stand der Flüsse und Bäche zurückgeht, wenn grössere Waldflächen eines Landes abgeholzt werden, und dass umgekehrt die Quellen reichlicher und regelmässiger fliessen, wenn neue Anpflanzungen geschehen und der Wald eine grössere Ausdehnung erhält.“

10. und 11. Der kaiserliche Oberförster Herr Eduard Ney zu La Broque im Elsass hat in einer im Jänner 1875 veröffentlichten Brochure: „Ueber den Einfluss des Waldes auf die Bewohnbarkeit der Länder“, dann auch Herr Dr. Jac. van Bebberer in seiner Brochure vom Jahre 1877: „Die Regenverhältnisse Deutschlands“ auf Grundlage langjähriger Beobachtungen über den grossen Einfluss des Bestandes der Wälder auf die hydrographischen Verhältnisse der Länder, ganz dieselben Ansichten wie Professor Dr. Ebermayer ausgesprochen.

Dass die Entwaldungen im Gebirge häufig ein vollständiges Versiegen der Quellen zur Folge haben, führt Herr Ney noch als Beispiel an, dass in der Provence, nachdem im Jahre 1822, die sämtlichen Oelbäume, welche dort förmliche Wälder gebildet haben, erfroren waren und abgehauen wurden, eine grosse Anzahl von Quellen ganz versiegt sind, ferner dass in der Stadt Orleans, nach erfolgter Entwaldung der umliegenden Anhöhen, fast sämtliche Brunnen versiegt waren, so dass man die Quellen des Flusses Loiret in die Stadt leiten musste.

Dass durch die Ausrodung der Wälder viele einst wasserreiche Flüsse schon seit geschichtlicher Zeit, gegenwärtig trotz häufiger Hochwasser, bedeutend wasserärmer geworden sind, führt Herr Ney folgende Fälle an:

Zur Zeit der Römerherrschaft in Frankreich waren die Durance südlich von Avignon, und die Seine sehr wasserreiche und schiffbare Flüsse, so dass die Schiffer der Durance eine eigene einflussreiche Corporation bildeten, und Kaiser Julian, der sechs Jahre in Paris sich aufhielt, den stets gleichen Wasserstand der Seine rühmend hervorgehoben hat. Gegenwärtig, wo die Quellengebiete der beiden genannten Flüsse entwaldet sind, kann die Durance im Sommer kaum einen Nachen tragen, und die Seine, deren Wasserspiegel-Schwankungen jetzt bei 10<sup>m</sup> betragen, musste erst durch die Erbauung vieler Stauwehren wieder schiffbar gemacht werden.

12. Der königl. Forstdirector Herr Dr. Burckhardt in Hannover hat in einem am 5. März 1876 an mich gerichteten Schreiben mitgetheilt, dass die von mir in meiner Abhandlung vom Jahre 1873 ausgesprochenen Ansichten ihm aus der Seele gesprochen sind, da auch er während der 25jährigen Beobachtungen in Norddeutschland die traurigen Erfahrungen bestätigt gefunden hat, dass in Folge der daselbst

vorgenommenen Entwaldungen, Auflassungen vieler Seen und Teiche, dann Entwässerungen der Moore, viele Quellen und Bäche versiegt, und die Grundwässer tiefer gesunken sind, wodurch die Cultur und Ertragsfähigkeit der übrigen Ländereien sehr gelitten haben.

13. Der königl. Professor und Inspector des Civil-Genie-Corps in Rom, Herr Alessandro Betocchi, hat in seinem an die königl. Akademie „dei Lincei“ im Juni 1876 vorgelegten Memoir, welches auch als Brochure veröffentlicht wurde, meine Hypothese, bezüglich der Wasserabnahme in den Quellen und Flüssen, bei gleichzeitiger Steigerung der Hochwässer als den Beobachtungs-Ergebnissen entsprechend anerkannt, und aus den graphisch dargestellten Wasserstands-Beobachtungen an der Theiss bei Szegedin noch näher nachgewiesen.

14. Der k. k. Professor der Geographie an der Universität in Wien, Herr Friedrich Symony, durch seine langjährigen Forschungen und Aufnahmen in den Alpenländern rühmlichst bekannt, hat in einem am 21. Februar 1877 im Vereine zur Verbreitung naturwissenschaftlicher Kenntnisse in Wien gehaltenen Vortrage „Schutz dem Walde“ meine Hypothese bezüglich der Wasserabnahme als begründet anerkannt und zugleich überzeugend nachgewiesen, dass in Folge der Waldausrodungen im Gebirge die atmosphärischen Niederschläge daselbst abnehmen, die Vegetation auf den Gebirgsabhängen immer tiefer herabrückt und die Humusdecke abgeschwemmt wird, worauf nach und nach eine gänzliche Verkarstung der Gebirge erfolgt. Eine weitere Folge hievon ist auch die Wasserabnahme in den unteren Erdschichten, in den Quellen, Bächen und Flüssen, worauf dann auch die Thalebenen ausdornen und die Cultur-Länder nach und nach ganz veröden, daher der Ausspruch eines grossen Naturforschers sich als wahr erweist: „Der Mensch schreitet über die Erde und ihm folgt die Wüste.“

15. Der Director der königl. landwirthschaftlichen Akademie zu Popelsdorf, Herr Dr. F. W. Dunkelberg hat in seinem Werke: „Die Schiffahrts-Canäle in ihrer Bedeutung für die Landes-Melioration“ (Bonn 1877) auf Grundlage der eigenen Beobachtungen und Erfahrungen sich meiner Ansicht, bezüglich der Wasserabnahme in den Quellen und Flüssen, angeschlossen.

16. und 17. Die zustimmenden Gutachten des königl. Wasserbaudirectors Herrn M. W. Schmidt in Dresden, dann des königl. Baurathes Herrn Maass in Magdeburg werde ich später bei der Besprechung der Beobachtungs-Ergebnisse an der Elbe anführen.

18. Der schweizerische Ingenieur und Hydrotechniker Herr Robert Lauterburg, welcher mit den genauen Erhebungen und Zusammenstellungen der Abflussverhältnisse in den Flüssen der Schweiz sich vielfach beschäftigt, hat in seiner Brochure: „Ueber den Einfluss der Wälder auf die Quellen- und Stromverhältnisse der Schweiz“ (bei Schulze in Basel 1877) die nachstehenden sehr massgebenden Vermessungs-Ergebnisse mitgetheilt.

Bei den Quellen in der Melasse-Formation wurden bei ziemlich grosser Trockenheit die Abflussverhältnisse per Secunde und für  $1.9\text{ km}^2$  Niederschlagsgebiet genau erhoben und hiebei gefunden, dass die Quellen aus bewaldeten Gebieten eine 5 bis 10 Mal so grosse Wassermenge liefern, als die Quellen aus einem baumlosen Gebiete.

Da nun allgemein bekannt ist, dass in jenen Zeiten, wo oft durch mehrere Wochen kein Regen fällt, die Bäche und Flüsse fast ausschliesslich von den Quellen, Seih- und Grundwässern gespeist werden, dann auch ferner bekannt ist, dass seit der Einführung der Eisenbahnen und der Telegraphen in Europa, sowie des allgemeinen ausserordentlichen Aufschwunges aller Fabrikzweige und Gewerbe, ein so kolossaler Verbrauch an Bau- und Brennholz stattgehabt hat, dass in Europa mehrere Millionen Hectar der früheren Waldbestände, insbesondere in den Gebirgsgegenden abgestockt und ausgerodet worden sind, so kann aus den vorerwähnten Erhebungsergebnissen in der Schweiz, auch ohne alle Rücksichtnahme auf die Ergebnisse der Pegelbeobachtungen an den Flüssen und Strömen, schon a priori mit Berechtigung geschlossen werden, dass seit den letzten 40 Jahren in den Quellen, Bächen und Flüssen die bei kleinen und mittleren Wasserständen abströmenden Wasserquantitäten jedenfalls abgenommen haben müssen.

Nun werde ich mir erlauben noch nachzuweisen, dass nicht nur in Europa, sondern auch in den Cultur-Ländern der anderen Welttheile die in den dortigen Flüssen und Strömen abfliessenden Wassermengen in den letzten Decennien gleichfalls abgenommen haben.

19. Die Commission über die öffentlichen Ländereien in den Vereinigten Staaten von Nordamerika hat in einem Berichte vom 14. März 1874 an das Repräsentantenhaus die Befürchtung ausgesprochen, dass bei fortschreitender Vernichtung der Forste die Interessen des ganzen Landes schwer geschädigt werden.

Ueber Antrag der vorgenannten Commission, die eingehende Prüfung dieser wichtigen Frage tüchtigen Fachmännern zu übertragen, hat die amerikanische Gesellschaft der Wissenschaften mit dieser Aufgabe ein aus mehreren Mitgliedern gewähltes Comité betraut, welches nach genauen Erhebungen und reiflichen Studien ein umfangreiches, mit vielen statistischen Daten und Beispielen belegtes Gutachten abgegeben hat, aus welchem ich hier nur die nachstehenden Hauptmomente in Kürze anführen will.

Das Comité schildert in seinem Gutachten die Bedeutung und die Wichtigkeit der Cultur der Forste nicht nur als Nutzholz, sondern auch als Mittel zur Förderung des allgemeinen Wohlstandes, da die klimatischen Verhältnisse vom Vorhandensein der Wälder abhängen und mit dem Ausroden derselben ungünstiger werden.

Die in die Augen springenden Folgen der Ausrodung der Wälder sind: „Die Versiegun der Quellen, die Austrocknung der Bäche, die Wasserabnahme in den Flüssen, Canälen und Strömen und die wachsenden Höhenunterschiede zwischen den Nieder- und Hochwasserständen in den letzteren.“ Keinem aufmerksamen Beobachter entgeht die Thatsache, dass das Wasser in den Flüssen und Strömen sich in dem Masse verringert, als die Waldungen ausgerodet werden, und Amerika droht die Gefahr, dass folgenschwere Aenderungen in dem Bestande selbst seiner grossen Flüsse eintreten, wenn nicht rechtzeitig entsprechende Vorkehrungen ergriffen werden.“

Schliesslich wurden vom Comité die zur thunlichsten Hintanhaltung der drohenden Calamitäten zu treffenden Massnahmen und Vorkehrungen aufgezählt und empfohlen, welche zumeist mit

jenen übereinstimmen, welche auch schon von mir in meiner ersten Abhandlung vom Jahre 1873 in Vorschlag gebracht wurden.

In Würdigung dieser Anträge hat der Congress der Vereinigten Staaten von Nordamerika am 15. August 1876 ein Gesetz erlassen, mit welchem 60.000 Dollars zum Ankauf von Samen und Pflanzen, überhaupt zur Verbesserung und Förderung der Cultivirung der Wälder bewilligt, und weitere 2000 Dollars für einen Fachmann bestimmt wurden, welcher die Waldfrage noch eingehender zu studiren und die Mittel anzugeben hätte, welche in Nordamerika zur Conservirung, Verbesserung und Anpflanzung der Wälder sich am besten empfehlen würden.

20. Den obigen Preis hat Herr Dr. Franklin B. Hough zu Lowville mit seinem diesbezüglich verfassten wissenschaftlichen Werke \*) erlangt, in welchem derselbe den Einfluss der Wälder auf den gleichmässigen und saisongemässen Regenfall, ferner auf die Erzielung eines regelmässigen Wasserzuflusses zu den Quellen, Bächen und Flüssen, endlich auf die Hintanhaltung ausserordentlicher Hochwässer, ausführlich schildert, endlich auch die Nachweisungen aus meiner Abhandlung vom April 1873 citirt, und sich mit den von mir daselbst ausgesprochenen Ansichten und der aufgestellten Hypothese bezüglich der Wasserabnahme in den Quellen und Flüssen einverstanden erklärt.

Aus den vorstehenden ämtlichen Verhandlungen und den durchgeführten wissenschaftlichen Erhebungen ist ersichtlich, dass auch schon in Nordamerika, woselbst theils durch Vandalismus, Unverstand oder Gewinnsucht der Bewohner, theils auch durch gewaltige Elementar-Ereignisse in den letzten Decennien sehr ausgedehnte Waldflächen abgestockt und gänzlich vernichtet worden sind, die höchst nachtheiligen Folgen hievon und insbesondere die Wasserabnahme in den dortigen Quellen und Flüssen sich vielleicht noch auffallender als bei uns in Europa zeigen, dass jedoch die dortige Regierung die hieraus für das Land und für die künftigen Generationen entstehenden grossen Gefahren sofort erkannt hat, und nun energisch die geeigneten Massnahmen in Anwendung bringen will, um diesen Gefahren nach Thunlichkeit vorzubeugen.

21. Ueber die Wasserstands-Verhältnisse in den Strömen von Südamerika ist mir bis jetzt nur der nachstehende, aus Rio de Janeiro an die „Cölnische Zeitung“ gelangte Bericht vom 5. December 1878 zur Kenntniss gekommen:

„Es zeigt sich eine Erscheinung, die den Bewohnern der Ufer des Amazonenstromes Furcht einflösst, der Strom schwindet nämlich in schrecken-erregender Weise, und hauptsächlich von Manaos aufwärts wird die Schifffahrt bereits zur Unmöglichkeit. Es ist eine stätige Verminderung des Wasserstandes, deren Ursachen gänzlich unbekannt sind. Wünschenswerth wäre, dass tüchtige Naturforscher das Phänomen untersuchen.“

Wenn nun in den oberen Strecken des Amazonenstromes dem grössten und wasserreichsten Strome auf dem ganzen Erd-  
balle, eine so auffallende Wasserabnahme sichtbar wurde, so ist es sehr wahrscheinlich, dass auch bei den anderen Flüssen

\*) Report upon Forestry; prepared under the direction of the commissioner of agriculture, in pursuance of an act of Congress approved 15th August 1876, by Franklin B. Hough. Washington, Government printing office, 1878.

und Strömen in Südamerika ähnliche Wasserabnahmen eingetreten sind, nur dass selbe wegen Mangel an Beobachtungen bisher noch nicht constatirt wurden.

22. Der ausgezeichnete Naturforscher Herr John Croumbie Brown, gewesener Professor der Botanik zu Capetown, hat in seinem Werke \*): „Wasserkunde von Südafrika, oder Angaben über die frühere hydrographische Beschaffenheit des Caps der guten Hoffnung und über die Ursachen der jetzigen Unfruchtbarkeit daselbst“, sehr interessante langjährige Beobachtungen und Erfahrungen über den früheren und den gegenwärtigen Zustand der Ländereien sowohl in Afrika als auch auf den grösseren Inseln im südlichen Ocean veröffentlicht, von welchen ich hier nur einige Data in Kürze anführen will.

In Südafrika findet man noch einzelne Baumgruppen von riesiger Grösse und einem sehr hohen Alter, jedoch ohne einem entsprechenden Nachwuchs, die jedenfalls die Ueberreste früherer ausgedehnter Wälder sind, welche letzteren theils abgestockt oder aber verbrannt wurden.

Diese uralten Riesenbäume bezeugen die einstige grosse Feuchtigkeit des Klima's, dann die üppige Fruchtbarkeit des Bodens.

Die Verwüstungen der Wälder in Südafrika, dann die dort übliche Vernichtung der hochwachsenden Gräser durch Feuer hat zur Ausdörrung des Landes daselbst sehr viel beigetragen, so dass gegenwärtig Bäume nur noch entlang der Flussufer und in hohen Gebirgspässen vorgefunden werden.

Auch Dr. Levingstone und Dr. Moffat beschreiben die vorbesagten Brände, und Letzterer erwähnt der Vernichtung eines ausgedehnten Waldes wilder Oliven durch Feuer in der Nähe der Stadt Griqua, und von der stufenweisen Regenverminderung, welche in Folge dessen eingetreten ist.

Herr Brown constatirt viele Beobachtungen über den jetzt eintretenden häufigen und plötzlichen Wechsel zwischen grosser Dürre, dann heftigen Regengüssen mit verheerenden Ueberschwemmungen, ferner über die sichtliche Wasserabnahme, ja selbst vollständige Austrocknung vieler Bäche und Flüsse, sowie die eingetretene Verwandlung derselben in Wildbäche (Torrenti), welche nur dort entstehen, wo von den Bergabhängen die Wälder und die Pflanzen-  
decke vernichtet wurde, und in Folge dessen auch die Erde fortgeschwemmt wird. In Ländern, deren Berge mit Wäldern bedeckt sind, bilden sich keine Torrenti, sondern reichliche Quellen, Bäche und Flüsse, welche zur Beförderung der Fruchtbarkeit des Bodens dienen.

Der Autor berichtet ferner über die jetzt erfolgende Zersetzung der früheren humusreichen Erdkrumme durch die Einwirkungen der Sonnenstrahlen, wodurch dieselbe steril wird, und die einst üppigen Ländereien in Wüsten verwandelt werden, welche höchst nachtheiligen Veränderungen, laut den wissenschaftlichen Nachweisungen des Herrn Brown und der von ihm citirten Naturforscher, nur durch die erfolgte Ausrodung der Wälder in jenen Ländern herbeigeführt worden sind.

Im Schlussabsatze des citirten Werkes werden zur thunlichsten Beseitigung oder wenigstens Milderung der durch die Waldverwüstungen erzeugten Uebelstände von Herrn Brown

\*) Hydrology of South Afrika; compiled by John Croumbie Brown, L. L. D. Kirkcaldy, Printed by John Crawford, 201 High Street. 1875.



fast dieselben Massnahmen und Vorkehrungen angerathen, welche auch schon von mir in meiner ersten Abhandlung vom Jahre 1873 beantragt worden sind, obwohl ihm letztere bei der Verfassung seines Werkes noch nicht bekannt war.

In dem zweiten von Herrn Brown veröffentlichten Werke \*): „Die Wälder und die Niederschläge oder die Wirkung der Waldungen auf die Feuchtigkeit des Klima's“, hat derselbe noch ausführlicher nicht nur theoretisch, sondern auch durch vielfältige Beispiele den grossen Einfluss und die Einwirkungen der Waldungen auf die Feuchtigkeit der Luft und des Bodens, auf die Austrocknung der Sümpfe, auf die Wolkenbildung, auf die Menge und die gleichmässige Vertheilung der atmosphärischen Niederschläge in den verschiedenen Jahreszeiten, sonach auch auf die in den Quellen und Flüssen abströmenden Wasserquantitäten überzeugend nachgewiesen. Herr Brown hat in diesem Werke auch die in meiner Abhandlung vom Jahre 1873 zusammengestellten Beobachtungs-Ergebnisse citirt, und sich mit meiner daselbst ausgesprochenen Hypothese bezüglich der Wasserabnahme in den Quellen und Flüssen einverstanden erklärt.

23. Schliesslich muss ich hier noch eine in den letzten Jahren eingetretene furchtbare Katastrophe \*\*) anführen, welche die höchst nachtheiligen Folgen der masslosen Waldausrodungen eclatant erweist.

Die nördliche Provinz des chinesischen Reiches Schan-Si mit der Hauptstadt Thai-Yuan ist von allen Seiten von hohen Gebirgszügen eingeschlossen, welche in früherer Zeit mit dichten Wäldern bedeckt waren. Zu jener Zeit hat es in diesem Lande jährlich periodisch geregnet, die Luft hatte hinreichende Feuchtigkeit und diese Provinz gehörte gleichfalls zu den fruchtbaren, gut cultivirten und dicht bevölkerten des chinesischen Reiches. Doch die Bewohner dieses einst blühenden und glücklichen Landes haben aus Gewinnsucht und in dem Bestreben, auch die Gebirgsabhänge cultur- und mehr ertragsfähig zu machen, die Wälder auf den einschliessenden Gebirgen nach und nach gänzlich abgestockt, was nun zur Folge hat, dass die früheren periodischen Regengüsse fast gänzlich aufgehört haben, und dass die atmosphärischen Niederschläge, sowie auch die Feuchtigkeit der Luft bedeutend geringer geworden sind, weshalb auch in dieser Provinz schon seit mehreren Jahren Missernten, Noth und Elend aufeinander folgen.

Im Jahre 1877 ist bereits eine solche allgemeine Dürre, Missernte und Hungersnoth in der ganzen Provinz Schan-Si eingetreten, in Folge dessen schon bei drei Millionen Menschen zu Grunde gegangen sind.

In dem amtlichen Berichte des Gouverneurs Li Ho-nien, als obersten Commissärs der Unterstützungs-Behörde, steht über diese Katastrophe Folgendes geschrieben:

„In der ersten Zeit dieser unerhörten Hungersnoth nährten sich die Lebenden von den Leichen der Gestorbenen, später wurden die Schwachen von den Stärkeren verzehrt; jetzt ist das allgemeine Elend zu einer solchen Höhe gestiegen, dass die Leute ihre eigenen Blutsverwandten verzehren. Schrecklichere Zustände als diese hatte die Geschichte bisher nicht aufzuweisen, und

\*) Forests and moisture or effects of forests on humidity of climate; compiled by John Croumbie Brown, L. L. D. Edinburgh. 1877.

\*\*) Diese im chinesischen Reiche eingetretene Katastrophe ist auch in der „Wiener Zeitung“ und in der „Neuen Freien Presse“ vom Juni 1878 beschrieben.

wofern nicht rasche Hilfsmassregeln getroffen werden, dann geht die gesammte Bevölkerung dieses Landstriches zu Grunde.“

Uebereinstimmend mit diesem Berichte beschreibt auch der katholische Bischof Monsignore Monagatta aus Thai-Yuan in einem Briefe vom 24. März 1878 die entsetzlichen Gräuelszenen der herrschenden Hungersnoth.

Auch in den anderen Provinzen China's zeigen sich die verderblichen Folgen der bedeutenden Waldverwüstungen, und zwar im Hochlande die Alles ertödtende Dürre, und in den südlichen Niederungen des Reiches die fast gleichzeitig eintretenden verheerenden Regengüsse und Ueberschwemmungen. (Schluss folgt.)

## Der Bau des neuen Hafens in Triest.

Vortrag,

gehalten in der Wochenversammlung des Vereines am 15. März 1879

von

**Friedrich Böhmehs,**

Leiter des Hafenbaues in Triest und Inspector der k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft.

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 17 und 18.)

Gehrte Herren!

Es war im December 1871, als ich das letztmal die Ehre hatte, in diesen Räumen das Wort zu ergreifen und Ihnen eine Mittheilung zu machen über die Materialbeschaffung für den Triester Hafenbau. Es ist mir seither von befreundeten Mitgliedern des Vereines zu wiederholten Malen der Vorwurf gemacht worden, passende Gelegenheiten versäumt zu haben, um Mittheilungen über die Entwicklung eines Baues zu machen, welcher seiner eigenthümlichen Verhältnisse wegen nicht verfehlte, das lebhafte Interesse der Fachkreise zu erwecken. Indem ich dieses freundlichen Vorwurfes dankend erwähne, fühle ich mich zugleich verpflichtet, die Ursache meines längeren Schweigens aufzuklären.

Es ist allerdings wahr, dass der Triester Hafenbau das fachmännische Interesse in nicht gewöhnlichem Maasse wachgerufen hat. Aber nicht weniger wahr ist es, dass derselbe, und zwar von kompetenter Seite, Bedenken, ja Zweifel erregt hat über die Ausführbarkeit und die Betriebsfähigkeit der neuen Anlage; — das eine mit Rücksicht auf die höchst ungünstigen Bodenverhältnisse der Triester Rhede, das andere mit Rücksicht auf die örtliche, den Borastürmen ausgesetzte Lage des Hafens.

Unter solchen Umständen war es daher geboten, während längerer Zeit Erfahrungen zu sammeln, um auf Grund derselben die erhobenen Bedenken nach der einen wie nach der anderen Seite auf das richtige Maass ihrer Berechtigung zurückzuführen. Dieses habe ich nun während einer Reihe von Jahren gethan und freut es mich, constatiren zu können, dass die gehegten Befürchtungen nach keiner Seite hin in Erfüllung gegangen sind. Der bei weitem grösste Theil des Hafens ist schon seit 4 Jahren vollendet und hat die Feuerprobe der jüngsten Libeccistürme im November des verflossenen und im Februar dieses Jahres auf das glänzendste bestanden. Diese Stürme, welche zu den heftigsten des Jahrhunderts gehören und in zahlreichen Häfen der Adria nur zu deutliche Spuren ihrer Verwüstung zurückgelassen haben, sind an den neuen Objecten, sowohl den fertigen als den in Arbeit befindlichen, machtlos vorübergegangen. Und was die Betriebsfähigkeit des Hafens betrifft, so sind fremde und einheimische Capitaine, welche die Ankerplätze der alten Rhede und

die des neuen Hafens kennen, darin einig, dass den letzteren der unbestrittene Vorzug gebühre vor den ersteren.

Das Einzige, was ich zuzugeben gezwungen bin, ist der grosse Aufwand an Zeit und Geld. Während kaum die doppelte Anzahl der vorgesehenen Jahre ausreichen wird, um die ganze Anlage zu vollenden, so muss die kostspieligste aller Arbeiten, nämlich die Errichtung der Blockmauern, im ganzen Bereiche der Bassins zweimal ausgeführt werden; — der Baggerungen nicht zu gedenken, welche, anfänglich gar nicht vorgesehen, für die Vertiefung der Bassins nothwendig wurden und in Kürze die bedeutende Ausgabe von 2 Millionen Gulden erreicht haben werden.

Dieses vorausgeschickt, gehe ich zu dem Gegenstande meines Vortrages über, in welchem ich mit der allgemeinen Anlage beginnen, daran das Bausystem und die Bauherstellung knüpfen und mit der Entwicklung der Arbeiten sowie deren gegenwärtigem Stande schliessen werde.

### Die allgemeine Anlage.

Die Elemente der neuen Anlage verdanken ihren Ursprung den Uebelständen der alten Rhede. Diese entspricht nicht den Anforderungen der heutigen Schifffahrt. Wenige gegen die Winde geschützte Bassins mit wechselnden und ungenügenden Wassertiefen, einige Quais und einige Moli mit beschränkter Ausdehnung und Benützung, keine Apparate für das Aus- und Einladen der Waaren, endlich ein Bahnhof, welcher 7<sup>m</sup> über der Gleiche der Quais und ohne Verbindung mit diesen sich befindet; — das ist, was die Triester Rhede dem Verkehre bis noch vor wenigen Jahren geboten hat.

Die Uebelstände einer solchen Sachlage, unter welchen der Triester Platz schon seit vielen Jahren leiden musste, wurden mit dem fortschreitenden Hafenverkehre so empfindlich, dass die Regierung sich entschloss, dem Stande der Dinge durch die Entscheidung abzuheffen, die eine Hälfte der Rhede in einen geschlossenen und vollkommen ausgerüsteten Hafen umzuwandeln, um dadurch Triest in den Stand zu setzen, mit den neuern Seeplätzen Europa's erfolgreich zu concurriren.

Die erste hierauf bezügliche Arbeit war das Sr. Majestät dem Kaiser von dem Verwaltungsrathe der Südbahn-Gesellschaft vorgelegte Talabot'sche Project (Februar 1862), durch welches die ganze Rhede in einen geschützten Hafen verwandelt werden sollte. Die Elemente dieses grossartigen Projectes wurden durch locale und ministerielle Commissionen einer sorgfältigen Kritik unterzogen, welche nicht nur zu einer Beschränkung des originalen Projectes auf das den thatsächlichen Verhältnissen entsprechende Maass, sondern auch zu einer wesentlichen Aenderung der ursprünglichen Anlage nach Zahl und Räumlichkeit der Objecte führte. Als das Endresultat der vielen Berathungen erscheint das von der Regierung genehmigte Project, welches sich seit 1868 in Ausführung befindet und die nordöstliche Hälfte der Rhede, d. h. die zwischen dem früheren Lazareth-Bassin und dem Molo del Sale gelegene Strecke umfasst. Die geradlinige Verbindung dieser äussersten Punkte bezeichnet die Ufermauer des neuen Hafens. Aus dieser Linie treten vier Moli hervor und bilden drei geräumige Bassins, welche gegen die Winde von Aussen\*) durch einen

\*) Die in Triest herrschenden Winde sind wie folgt:

1. Die Landwinde, als: O. und ONO. (Bora), durch Heftigkeit und Beständigkeit gleich ausgezeichnet, jedoch nur in den Monaten November bis inclusive März vorherrschend.

im offenen Meere stehenden und mit der Uferlinie parallel laufenden Damm abgeschlossen werden. Als eines integrierenden Bestandtheiles der neuen Anlage sei noch der Ablenkung der beiden Wildbäche Martesin und Klutsch gedacht, welche in den zu reformirenden Theil der alten Rhede münden.

Dieses Project hat noch während der Ausführung nach zwei Richtungen hin wesentliche Modificationen erlitten. Die ersten datiren vom Jahre 1870 und betreffen Moli und Damm, deren Flächen-, Tiefen- und Richtungsverhältnisse nach dem Rathe des durch den Marseiller Hafen berühmt gewordenen Herrn H. Pascal, damals Ober-Ingenieur für Strassen und Brücken, in zweckmässiger Weise geändert worden sind. Die schliesslich im Jahre 1877 erfolgte Modification betrifft die Auffassung des dritten Bassins und dessen Ersatz durch ein kleineres, welches die vorzugsweise Bestimmung hat, dem Petroleum-Handel zu dienen. Dieses verlangt mit Rücksicht auf die Feuergefährlichkeit des Artikels eine von den übrigen Hafentheilen isolirte Lage und wird daher an der Nordseite des Molo I errichtet\*).

Mit der Herstellung sämmtlicher Bauten betraute die hohe Staatsverwaltung die k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft, welche dafür die contractliche, in 14 Jahresraten zu erlegende Pauschalsumme von circa fl. 14,600.000 ö. W. erhält.

Es erübrigt noch zu erwähnen, dass der durch die neue Hafenanlage geschaffene Stand der Dinge die Tieferlegung des alten Bahnhofplateaus, sowie den Bau eines neuen Bahnhofes erheischt, welcher theils auf der Stelle des alten, theils auf den gewonnenen Anschüttungsflächen sich erhebt. Die Abtragung des alten Bahnhofes und die Errichtung des neuen sind in der eben erwähnten Summe nicht inbegriffen\*\*).

Der neue Hafen (siehe Blatt 17, Fig. 1) bietet nun der Schifffahrt folgende Elemente zur Benützung dar: Geräumige Lagerflächen längs der Uferlinien mit einer Ausdehnung von 26·10 Hectar, drei Moli, welche breit genug sind, um Waarenschuppen, Geleise und Strassen aufzunehmen (die schmäleren Moli des Petroleum-Bassins ungerechnet), eine Quai-Entwicklung von 2800<sup>m</sup> Länge (ohne den Hafendamm) und endlich drei grosse Bassins mit einer Wasserfläche von zusammen 35·55 Hectar, welche eine Minimal-Wassertiefe von 8·5<sup>m</sup> unter dem Nullpunkte\*\*\*) besitzen.

2. Die Winde von Aussen zwischen NW. und SW., weniger heftig, aber um so anhaltender, und gerade während der besseren Jahreszeit wehend.

3. Der SW. (Libeccio) und SO. (Scirocco), zu den seltenen aber heftigen Winden gehörend.

\*) Der Import von Petroleum hat in Triest im Jahre 1867 begonnen. Derselbe betrug bereits 11.000 Tonnen im Jahre 1870 und stieg bis auf 31.600 Tonnen im Jahre 1878, so dass der Artikel binnen neun Jahren eine Zunahme von 187% erfahren hat.

\*\*) Die Entwicklung des definitiven Projectes aus dem anfänglichen wird auf einem Plane der Triester Rhede ( $\frac{1}{3000}$ ) vorgeführt, welcher die Elemente des Talabot'schen Entwurfes, des von der Triester Commission (1867) und des endgiltigen enthält. Die mit demselben angestellte Parallele führt zu dem Schlussresultate, dass, auf Grund der bis noch im Bau und Betrieb gemachten Erfahrungen, die adoptirten Tiefen- und Raumverhältnisse der einzelnen Objecte in ökonomischer, technischer und maritimer Beziehung zweckentsprechend sind.

\*\*\*) Der Nullpunkt des Hafenpegels befindet sich in dem Niveau des durch langjährige Beobachtungen constatirten Mittels der Niederwässer. Nach den von der Hafenbauleitung während 11 Jahren gepflogenen Aufschreibungen beträgt die Differenz zwischen Fluth und Ebbe



Nimmt man an, dass ein gut angelegter und mit entsprechenden Apparaten für die Waaren-Manipulation ausgerüsteter Hafen einer mittleren Jahresbewegung von 600 Tonnen per laufenden Meter entspricht, so sieht man, dass der neue Hafen einen jährlichen Waarenverkehr von

$$2800 \times 600 = 1,680.000 \text{ Tonnen}$$

zu bewältigen im Stande ist. Da dieser Verkehr im abgelaufenen Jahre nicht ganz 1,200.000 Tonnen betragen hat, so übersteigt die Leistungsfähigkeit des neuen Hafens das gegenwärtige Bedürfniss noch um ein Bedeutendes.

### Bausystem.

Die zur Untersuchung des Grundes angestellten Bohrungen wurden auf die Tiefe von 20<sup>m</sup> unter dem Meeresboden, respective auf die von 33<sup>m</sup> unter dem Niederwasser geführt und ergaben folgendes Resultat: Der Grund besteht nur aus Schlamm (aufgelöste Erde und Thonmergel), welcher in den oberen Lagen schwärzlich und flüssig, in grösserer Tiefe mit bläulichem Thon gemischt und etwas consistenter ist und endlich in einen dichten mit wenig Sand gemischten Thon übergeht. Die Bohrungen wurden nicht weiter getrieben, da das angewendete System nicht die Fundirung auf Fixpuncten erheischt. Die Mächtigkeit der Schlammsschichte ist demnach heute noch unbekannt.

Welche Gründungsart war unter solchen Umständen zu wählen? Die pneumatische Fundirung blieb von vorneherein ausgeschlossen, der hohen Kosten wegen, welche die Durchstossung der bedeutenden Schlammsschichte bis zum festen Grunde erheischt hätte. Pilotirungen waren ebensowenig anzuwenden, weil dieselben bei grösseren Tiefen überhaupt nicht ausführbar sind und in den Fällen, wo die Mächtigkeit des Schlammgrundes eine beträchtliche ist, nur dann eine Sicherheit gegen seitliche Verschiebungen und verticale Senkungen bieten, wenn die durch den Bau zu stützende Hinterfüllung von geringer Höhe ist. Es bleibt somit diejenige Lösung die beste, welche darin besteht, den Schlammgrund durch Einbringen soliden Füllmaterials zu verbessern und damit die tragfähige Unterlage für die Aufnahme der Quaimauern zu bilden.

Dieses in französischen und anderen Häfen angewendete System besteht in der Herstellung einer auf Steinwürfen fundirten Mauer von künstlichen Blöcken, auf welche das über Wasser reichende Quaimauerwerk gesetzt wird. Die Blöcke erhalten nach Massgabe ihres Aufsteigens eine rückwärtige Steinschüttung, um einer übergrossen Neigung derselben nach innen vorzubeugen. Nach erfolgter Setzung der Steinwürfe wird schliesslich in die durch die Blockmauern gebildete Einfassung die Anschüttung gebracht. (Siehe Blatt 17, Fig. 2.)

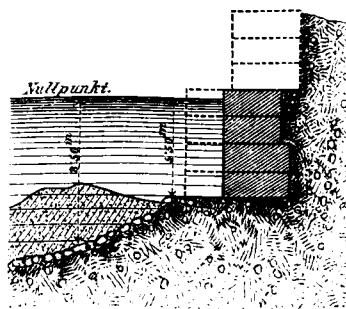
Das beschriebene Verfahren wurde bei dem ersten Molo befolgt, ohne übrigens zu guten Resultaten zu führen, ungeachtet der beinahe ausschliesslichen Verwendung von Kalkstein, selbst zu den Anschüttungen im Innern. Der ganze Anschüttungskörper erlitt in Folge des Schlammbodens bedeutende Bewegungen im horizontalen und verticalen Sinne. Dieselben hatten nicht nur einen Verlust von mehreren Blockreihen zur Folge, welche in dem Steinwurf eingedrungen sind (siehe Blatt 17, Fig. 3), sondern auch eine allgemeine Verrückung der ursprünglichen Quailinien.

im Durchschnitt 0.73<sup>m</sup>, und wurde ferner das tiefste Niederwasser mit 0.65<sup>m</sup> unter dem Nullpuncte (17. März 1874) und das höchste Hochwasser mit 2.15<sup>m</sup> über dem Nullpuncte (25. Februar 1879) notirt.

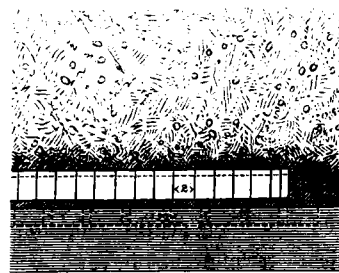
Diese bei dem ersten Molo gemachten Erfahrungen haben zu wesentlichen Modificationen des Systems geführt. Dieselben bestehen in der Ausbaggerung eines Bettes für die Aufnahme des Steinwurfes, in der Herstellung einer Steinschüttung auf die ganze Breite der Moli, in der wesentlichen Verstärkung des Steinwurf-Profiles, in der Anlage eines Schutzprismas für die Anschüttung und schliesslich in der Aenderung der zur Ausführung der verschiedenen Arbeiten beobachteten Reihenfolge. Letzteres ist am wesentlichsten. Denn nicht nur wird durch das Gewicht des ganzen Anschüttungskörpers die grösste Bewegung hervorgerufen, sondern demselben auch die nöthige Zeit gegönnt, um die Periode der Setzungen durchzumachen, bevor die Blockmauer errichtet wird, deren Herstellung somit in letzter Reihe geschieht. (Siehe Blatt 17, Fig. 4.)

Die Anwendung der erwähnten Modificationen hat wohl zur Folge, dass die Blockreihen auf die normale Zahl von vier reducirt werden, kann jedoch die Alterirung der ursprünglichen Alignements nicht verhindern. — Es ist hier der Ort, noch eines anderen die gleiche Wirkung hervorrufenden Umstandes zu gedenken. Derselbe betrifft die nachträgliche, am Fusse der Blockmauer zu dem Behufe ausgeführte Baggerung, um den in Folge Einsenkung des Anschüttungskörpers aufgestiegenen Schlamm zu entfernen. Die Wegnahme dieses Gegengewichtes kommt dem Seitendrucke zu Hilfe, welcher durch das später hinter den Blöcken ausgeführte Anschüttungsprisma erzeugt wird und so die Bewegung der Mauer nach vorwärts begünstigt. Um letztere möglichst zu vermindern und sie in eine senkrechte (durchaus nicht schädliche) zu verwandeln, wurde eine letzte Aenderung des Systems eingeführt. Dieselbe besteht in der Vermehrung des Gewichtes der Blockmauer durch das Aufsetzen von drei Schaaren sogenannter Belastungsblöcke und ferner durch das Vorsetzen von ebenfalls mittelst Blöcken hergestellten Widerlagern. (Siehe Fig. 1 und 2.)

Figur 1. — Schnitt.



Figur 2. — Plan.



Die erwähnten Modificationen kamen bei den Bau-Objecten der Bassins zur Anwendung, beziehen sich jedoch nicht auf den Damm und die Traverse. Hier haben die bedeutenden Wassertiefen, der beinahe ebene Grund des Meeres, das symmetrische Profil und endlich die nahezu gänzliche Herstellung des Dammkörpers vor der Errichtung der Blockmauer zu der vorzugsweise senkrechten Bewegung des Objectes geführt, ohne wesentliche Bewegungen nach der Seite zu erzeugen. (Siehe Blatt 17, Fig. 5.)

### Bauherstellung.

Das in dem früheren Capitel erwähnte Bausystem erheischt die Ausführung folgender fünf Arbeitsgattungen, nämlich: Baggerungen, Steinwürfe, Anschüttungen, Mauern aus künstlichen Blöcken und Quaimauern über Wasser.

Baggerungen und Steinwürfe werden beinahe gleichzeitig ausgeführt, um die Verschlemmung des Steinwurfbettes durch

die Meereswogen zu verhindern. Das behufs Aufnahme der Steinwürfe ausgebaggerte Bett erhielt eine Sohlentiefe von  $8.50^m$  (erstes und zweites Bassin), respective  $12^m$  (drittes Bassin). Man bediente sich hierzu der Kübelbagger (sogenannter Paternosterbagger). Sobald ein Theil gebaggert ist, beeilt man sich, denselben mit Steinwürfen zu füllen. Die Herstellung der letzteren geschieht auf Grund der Profile mit Kalksteinen, welche in horizontalen Lagen von gleicher Höhe geschüttet werden. Die Steinwürfe werden mit Bruchsteinen und natürlichen Blöcken verschiedener Grösse hergestellt und erfolgt die Steinschüttung mittelst Deck- und Klappenschiffen\*).

Nach Beendigung der Steinwürfe schreitet man zur Anlage der Schutzprismen mittelst Kalk- oder Sandsteinen, welche zur Sicherung der Anschüttungen gegen den Wellenschlag dienen.

Die Anschüttungen, welche ein Material von circa 4 Millionen Kubikmeter erheischen, werden theils mittelst Locomotiv-Bahnen, theils mittelst zwispänniger Erdkarren ausgeführt. Nur circa 6% des Materials werden in kleinen Barken zugeführt, deren geringe Tauchtiefe die Ausladung auch an seichten Stellen gestattet. Das Material besteht zu  $\frac{2}{5}$  aus Tasello (Formation, zusammengesetzt aus Sandsteinen, Mergeln und Dolomiten) und zu  $\frac{3}{5}$  aus Kalkstein und Schotter. Mit dem ersteren werden die grossen Flächen hinter den Riven, sowie das Innere der Moli angeschüttet, und die letzteren dienen zu den Steinwürfen, Schutz- und Hinterfüllungs-Prismen.

Welche Erscheinungen ruft nun die Aufschüttung mit solidem Material bei dem Schlammgrunde hervor? Derselbe erleidet, ausser einer Vermehrung der Dichtigkeit, ein Ausweichen nach der Seite und ein Heben der angrenzenden nicht belasteten Massen. Diese Erscheinungen treten mit Rücksicht auf die grosse Mächtigkeit der Schlammsschichte in bedeutendem Maasse auf. So sind wiederholte Senkungen (verticale Bewegungen) zu verzeichnen, welche sich auf bedeutende Flächen erstreckten und einem Kubus von 6- bis  $10.000^m$  entsprachen; der continuirlichen Setzungen nicht zu gedenken, welche in den ersten Jahren der (frischen) Anschüttung ein beständiges Heben der Geleise nothwendig machen. Die Verschiebungen (horizontale Bewegungen) sind von sehr langer Dauer und erstrecken sich auf bedeutende Entfernungen (60 bis  $100^m$ ). Die Massregeln, welche zur Verminderung der Bewegungen angewendet worden sind, erwiesen sich als ohnmächtig und konnten dieselben nur verzögern, aber nicht verhindern. Die Verschiebungen erreichten ihr Maximum bei dem Molo I und der Riva I, so dass dadurch die ursprünglichen Dimensionen des ersten Bassins eine wesentliche Alterirung erlitten haben. Für die übrigen Objecte, bei deren Ausführung die oberwähnten Modificationen des Systems schon Anwendung fanden, wurden die programmässigen Grundrisse nahezu eingehalten.

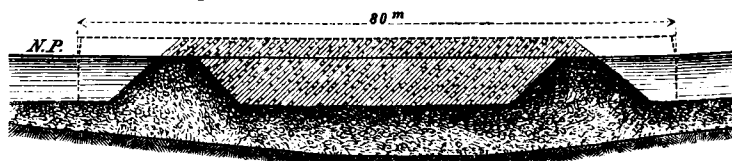
Nach der Herstellung der Steinwürfe und Anschüttungen gelangt man zum annäherungsweise Profil des Objectes (siehe Fig. 3) und kann man zur Errichtung der Mauer aus künstlichen Blöcken schreiten.

Die Blöcke, welche einen Kubus von  $11.1^m$  ( $1.50 \times 2.00 \times 3.70$ ) und von  $9.9^m$  ( $1.50 \times 2.00 \times 3.30$ ) haben, werden auf dem Lande

\*) Der eben beschriebene Vorgang für die Ausführung von Baggerungen und Steinwürfen in dem dritten Bassin wird an einem Situationsplane ( $\frac{1}{500}$ ) erklärt, welcher den Stand der unterseeischen Arbeiten in dem gedachten Hafentheile mit November 1872 darstellt.

in gewöhnlichem Bruchstein-Mauerwerk mit hydraulischem Kalk von Teil (Frankreich — Ardèche) erzeugt. Der Mörtel hat das

Figur 3. — Schnitt durch den Molo.



Mischungsverhältniss von  $1^{kbn}$  Sand,  $362^{kg}$  Kalk und von  $0.27^{kbn}$  Seewasser. Die Blöcke müssen vor ihrer Verwendung zum mindesten drei Monate trocknen gelassen werden. Die Zahl der bis Ende 1878 erzeugten Blöcke beträgt 8246 Stück\*).

Zu diesem Behufe wird die obere Fläche des Steinwurfes geebnet, um darauf die erste Blockreihe zu setzen. Das Ebnen geschieht durch den Kübelbagger, welcher zu gleicher Zeit das Materiale entfernt, welches in Folge Einsenkung des Anschüttungskörpers längs der Steinwürfe in die Höhe gedrängt worden ist. Nachdem das horizontale Bett mittelst Bagger vorbereitet worden ist, gibt man die letzte Hand mit Hilfe des Tauchers und kann hierauf das Setzen der Blöcke beginnen. Diese Operation geschieht mittelst des Dampfkrahnes\*\*). Die Blöcke werden ohne Mörtel voll auf Fug, auf die Gleiche von  $5^m$  unter den Nullpunkt gesetzt. Mit Rücksicht auf die durch die Erfahrung bestätigte Setzung von  $1^m$  gelangt man später zur Tiefe von  $6^m$ , welche vier Reihen von  $1.50^m$  hohen Blöcken entspricht. Nachdem die eigentliche Mauer sammt Hinterfüllung errichtet worden ist, setzt man auf dieselbe die Belastungsschaaren und vor dieselbe die Widerlager. Nach Beendigung dieser Arbeiten wartet man 1 bis 2 Jahre ab, um den Effect der von der Anschüttung auf die Mauer geübten Bewegungen zu beobachten.

Diese Bewegungen bleiben nicht aus. Die Vermehrung des Gewichtes durch die Ergänzung der Anschüttung und in Folge der aussergewöhnlichen Niederwässer, die Zusammendrückbarkeit und Beweglichkeit des Schlammbodens, auf welchem Alles ruht, bilden Elemente, deren Zusammenwirken die erwähnten Bewegungen erzeugt. Diese verursachen nicht nur eine Veränderung der ersten Anlage der Quaimauern, sondern auch eine Verminderung der ursprünglichen Tiefen der Bassins.

Die hinausgerückten Mauern müssen demnach reconstruirt und die verloren gegangenen Tiefen wieder hergestellt werden; zwei neue Operationen, welche ebenso langwierig als schwierig sind. Man beginnt mit der Vertiefung der Bassins. Die Verminderung der Tiefen erstreckt sich auf sehr grosse Entfernungen (bis auf  $100^m$  in dem ersten und  $175^m$  in dem zweiten Bassin). Nun sollen die Bassins eine Tiefe von  $6^m$  am Fusse der Blockmauer und  $8.50^m$  in einer Entfernung von  $7^m$  von der oberen Kante derselben besitzen. Die Herstellung des angedeuteten Profils wird durch die Baggerung aller Stellen, welche eine geringere als die angegebene Tiefe besitzen, gewonnen; eine Arbeit von ebenso heikler als schwierigen Natur. In der That bildet das Gewicht der vor den Mauern angehäuften Masse von Steinen

\*) Die auf die Erzeugung der künstlichen Blöcke bezüglichen Anlagen und Werkzeuge, als: Blockplatz, Verladebühne, Mörtelmühlen, Hebmascinen etc., werden mit Hilfe entsprechender Zeichnungen ( $\frac{1}{250}$  und  $\frac{1}{50}$ ) erklärt.

\*\*) Die Construction der zur Versetzung der künstlichen und natürlichen Blöcke dienenden Dampfkrahne werden in Zeichnungen ( $\frac{1}{100}$ ) vorgeführt.

und Schlamm ein mächtiges Widerlager, dessen Entfernung eine neue Bewegung der Mauer sammt Anschüttung hervorrufen würde. Mit Rücksicht auf diese Thatsache geschieht die Baggerung anfangs nur auf eine durchgängige Tiefe von 6<sup>m</sup>, welche dann auf 7 und endlich auf 8·50<sup>m</sup> erhöht wird.

Die mechanische Schwierigkeit, welche die Ausführung der Baggerung bietet, besteht in der verschiedenartigen Natur der Materialien, welche die zu entfernende Masse bilden. Diese bestehen aus einem Gemische von Schlamm, Schotter, Bruchsteinen und natürlichen Blöcken (bis zu 10 Tonnen). Man ist daher gezwungen, ausser den früher erwähnten Kübelbaggern noch Löffelbagger anzuwenden, und, wenn auch diese ihren Dienst versagen, zu Taucher-Apparaten (Systeme Rouquayrol-Denayrouze) und Minensprengungen (Anwendung von Dynamit) seine Zuflucht zu nehmen \*).

Die Vertiefungsarbeiten im ersten Bassin wurden im Mai 1872 begonnen und am Schlusse 1875 beendet, während die im Jahre 1873 begonnene Ausbaggerung des zweiten Bassins nicht vor Ablauf dieses Jahres ausgeführt werden wird. Zur Charakterisierung der Bedeutung dieser Arbeiten diene die Erwähnung des bis Ende 1878 gebaggerten Kubus.

Derselbe beträgt:

- |  |                        |
|--|------------------------|
| a) für die Ausbaggerung des Steinwurfbettes (Vorbaggerungen) . . . . . | 357.000 <sup>kbm</sup> |
| b) für die Vertiefung der Bassins (Nachbaggerungen) . . . . .          | 657.000 <sup>kbm</sup> |

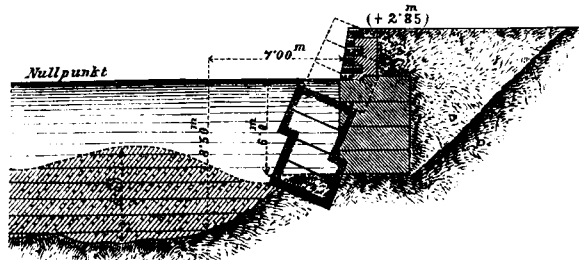
Zusammen 1,014.000<sup>kbm</sup>

Hievon wurden mit Tauchern in 54.800 Stunden 14.200<sup>kbm</sup> Material zu Tage gefördert, darunter 35.300 Stück natürliche Blöcke.

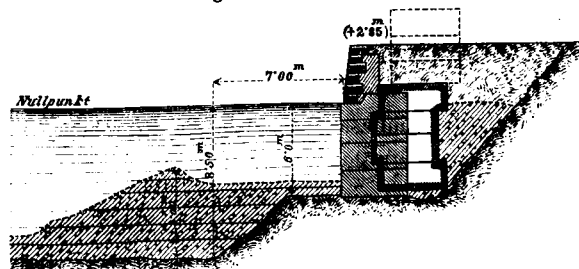
Das steinige Material wurde wieder zu Steinwürfen verwendet und entsprach bis Ende 1878 einem Gesamt-Kubus von 275.300<sup>m</sup>.

Reconstruction der Blockmauern. Die Bedeutung dieser Arbeit ist verschieden, und zwar je nach dem Grade der Verschiebungen, welche die Mauern erlitten haben. In Folge dessen

Figur 4. — Schnitt.



Figur 5. — Schnitt.



müssen die Blöcke auf eine oder mehrere Schichten abgetragen und bei der Wiederherstellung entsprechend der neuen Richtungsline hinein oder hinaus gerückt werden. (Siehe Fig. 4 u. 5.)

Die hiebei auszuführenden Operationen sind sehr langwierig und bestehen in Erdabgrabungen, Baggerungen, Abtragen und

\*) Die Construction der Bagger- und Taucher-Apparate wird in Zeichnungen ( $\frac{1}{100}$ ) und Photographien vorgeführt.

Wiederaufrichten der Blockmauer auf mehrere, eventuell alle Schaaren. Zu letzterer Arbeit werden Dampfkrahn und Taucher in ausgiebiger Weise verwendet.

Nach erfolgter Reconstruction werden die neuen Mauern wenigstens 1 Jahr lang beobachtet und nur, wenn ihr Alignement nicht gestört worden ist, an die Ausführung der über Wasser reichenden Einfassungsmauer geschritten, nachdem zuvor die Blöcke der Belastung und der Pfeiler entfernt worden sind \*).

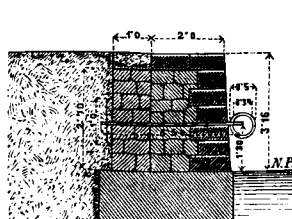
Die Reconstructions-Arbeiten sind sehr bedeutend und belaufen sich auf:

71%	der Quailängen bei dem Molo I,
95%	" " " " " II,
63%	" " " " " III,
131%	" " " der Riva I,
110%	" " " " " II.

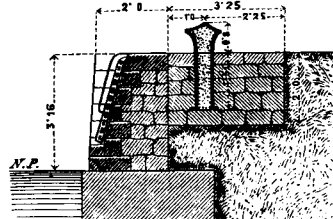
Quaimauern über Wasser. Die über Wasser reichenden Einfassungsmauern werden aus mit Quadern verkleidetem Bruchsteinmauerwerk hergestellt, wozu der von den Steinbrüchen des Karst bezogene Kalkstein erster Qualität (Gewicht = 2600<sup>kg</sup> per Kubikmeter) verwendet wird. Der Mörtel wird ebenfalls mit hydraulischem Kalk aus Frankreich in dem früher angegebenen Mischungsverhältnisse erzeugt. Die in den Mauern verankerten Anbindemittel bestehen in schmiedeisernen Ringen, welche in den Quadern stecken, und in gusseisernen Säulen, welche in dem Bruchsteinmauerwerk befestigt sind. Die Dimensionen des Mauerwerk-Profiles und die Details der Anbindemittel sind in den Fig. 6, 7, 8 und 9 ersichtlich.

Figur 6. — Schnitt durch Ring.

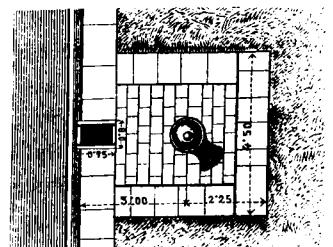
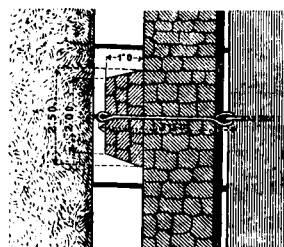
Figur 8. — Schnitt durch Säule.



Figur 7. — Grundriss.



Figur 9. — Grundriss.



### Baufortschritt.

Die in dem Zeitraume von 11 Jahren (1868—1878) nach den verschiedenen Arbeitskategorien erzielten Leistungen sind wie folgt:

Anschüttungen . . . . .	3,076.300 <sup>kbm</sup> ,
Steinwürfe . . . . .	1,285.200 <sup>kbm</sup> ,
Blockmauern . . . . .	87.600 <sup>kbm</sup> ,
Quaimauern . . . . .	22.200 <sup>kbm</sup> ,
Baggerungen . . . . .	1,014.300 <sup>kbm</sup> ,
Zusammen	5,485.600 <sup>kbm</sup> .

\*) Die Verfahrungsweisen, bezüglich der Vertiefung der Bassins und der Reconstruction der Blockmauern werden in einem Situationsplane ( $\frac{1}{500}$ ), welcher die Vertheilung der entsprechenden Apparate und Hilfsmaschinen im ersten Bassin versinnlicht, vorgeführt.

Die Material-Erzeugung übergehend\*), ist bezüglich des Baufortschrittes nur zu bemerken, dass die jährliche Thätigkeit eine stetige Zunahme erfahren hat, so dass die Leistung des vierten Baujahres bereits das Sechsfache des ersten erreicht hat. Die mit 1873 beginnende Verminderung der Leistungen findet ihre Erklärung in den beschränkten Raumverhältnissen der alten Rhede und hauptsächlich in der Verzögerung der Arbeiten in Folge der früher erwähnten Operationen.

Die Ausführung dieser Operationen hat in dem zweiten Bassin grössere Hindernisse als sonst gefunden, und zwar deswegen, weil hier in Folge der Vereinigung der durch die Wildbäche Martesin und Klutsch geschaffenen Schlamm-Depôts, der Boden wenn möglich noch schlechter ist als in dem übrigen Bereiche der neuen Anlage. Eine Folge davon sind erhebliche Schwierigkeiten für die Construction und Reconstruction der Riva II (300<sup>m</sup> lang). Es dürfte daher nicht uninteressant sein, einige Momente bei diesem Bau-Objecte zu verweilen.

Der mit dem Fortschreiten der Anschüttung (begonnen bereits 1872) wachsende Seitenschub der auf dem geneigten Meereshoden (4%) sich fortwälzenden Erdmassen bewirkte das Aufsteigen des ursprünglichen Terrains bis auf die Maximalhöhe von 10<sup>m</sup> und auf die Maximal-Entfernung von 175<sup>m</sup>. Die Baggerungen des aufgestiegenen Bodens behufs Herstellung der projectmässigen Tiefe verursachten wiederholte Bewegungen des Anschüttungskörpers nach Vorwärts, so dass Gefahr vorhanden war, die zur Fundirung der Blockmauer dienende Steinwurfslinie zu verlieren. Diese Befürchtung machte eine neue Arbeit nöthig, von welcher bis jetzt noch nicht die Rede war, nämlich die Untersuchung des Steinwurfes bezüglich dessen Mächtigkeit. Sie erfolgte nach der ganzen Ausdehnung der Quailinie durch Eintreiben beschuhter Piloten mit Hilfe einer Dampftramme. Diese durch die Vorsicht gebotene Massregel erwies sich als sehr erspriesslich und hatte die Auffindung mehrerer Strecken mit schlammigem Terrain zur Folge. Diese mussten demnach ausgebaggert und mit Steinmaterial ausgefüllt werden, bevor an das Versetzen der Blöcke geschritten werden konnte.

Die Herstellung der Blockmauer erfolgte unter den durch die Erfahrung gebotenen Rücksichten für die Trace des Alignements, welches um mehr als 6<sup>m</sup> hineingerückt wurde, um der mit Sicherheit erwarteten Bewegung nach vorwärts den nöthigen Spielraum zu gönnen. Dieser Spielraum erwies sich als ungenügend, indem die aus ihrer Richtung gedrängte Mauer in gewissen Punkten eine Seitenvorschiebung von über 9<sup>m</sup> erreicht hatte, trotz einer zweiten Pfeilerreihe, deren Errichtung für nothwendig befunden wurde, um dem bedeutenden Schube der Anschüttung Halt zu gebieten. Die angedeutete Bewegung der Mauer (siehe Fig. 10 und 11) vollzog sich in 7 Monaten (Mai—December 1877) und wurde durch die Ausbaggerung des Bassins, sowie durch die Vermehrung des Gewichtes der Anschüttung in Folge tiefer Niederwässer hervorgerufen. Die aus ihrer Richtung gedrängte Blockmauer ist bereits auf die Hälfte ihrer Länge (150<sup>m</sup>) reconstruiert.

Die auf die Herstellung der Riva II bezüglichen Operationen lassen sich demnach wie folgt zusammenfassen:

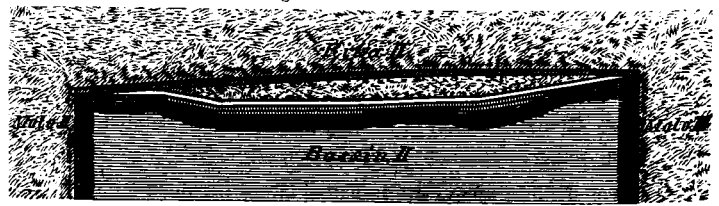
1. Untersuchung der Mächtigkeit des Steinwurfes durch Piloten-Eintreiben,

2. Construction der Blockmauern sammt Belastung und doppelten Pfeilerreihen,

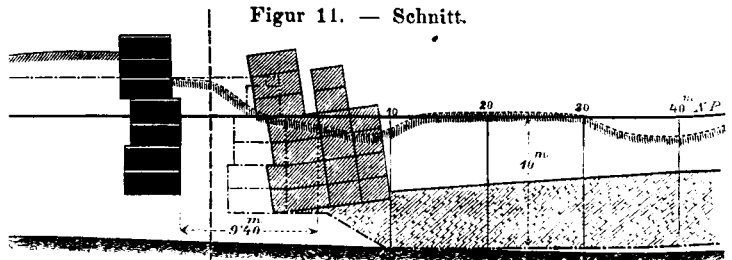
3. Vertiefung des Bassins auf 8·50<sup>m</sup> unter dem Nullpunkt,

4. Reconstruction der Blockmauer\*).

Figur 10. — Plan.



Figur 11. — Schnitt.

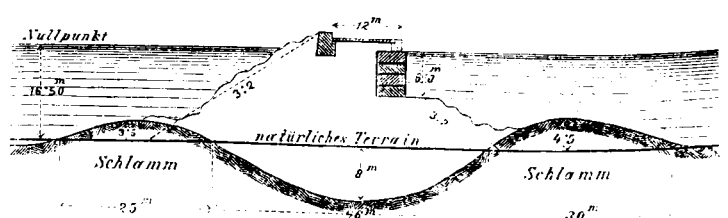


### Stand der Arbeiten März 1879.

(Siehe Blatt 18, Figur 1 und 2.)

Hafendamm. Dieses Object, welches sich in einer Wassertiefe von 16<sup>m</sup> unter dem Nullpunkt befindet, ist seit October 1874 vollendet. Die Ausführung hat 6½ Jahre beansprucht und nicht weniger denn 870.000<sup>kbm</sup> Material erfordert, wobei zu bemerken ist, dass die harmonische Aufeinanderfolge der Bau-Operationen durch wenig Zwischenfälle gestört worden ist. Der Damm hat in der Achse eine Einsenkung von 8<sup>m</sup> (50% der Wassertiefe) und ein Aufsteigen des Schlammes auf den Seiten um 3·50<sup>m</sup>, respective 4·50<sup>m</sup> erlitten. (Siehe Fig. 12.)

Figur 12. — Schnitt.



Ueberdies finden bei dem Damme seit dessen Vollendung allgemeine (d. h. auf die ganze Oberfläche sich erstreckende) Setzungen statt, ohne jedoch Risse oder Sprünge in dem Mauerwerk oder der Pflasterung hervorzurufen. Diese von Jahr zu Jahr abnehmenden Setzungen haben heute 0·59<sup>m</sup> erreicht, so dass in Kürze an die Erhöhung des Plateaus wird geschritten werden. Dass die erwähnten Setzungen auf die Solidität des Bauwerkes keinen nachtheiligen Einfluss üben, hat die Erprobung desselben durch die eingangs erwähnten Libeccio Stürme (14. November v. J. und 23. Februar d. J.) bewiesen.

Erstes Bassin. Dieses Bassin ist December 1875 eröffnet worden und befindet sich demnach bereits im 4. Betriebsjahre. Die Vorzüge des neuen Hafens gegenüber der alten Rhede gelangen in dem genannten Bassin zu immer grösserer Geltung und bestimmen die englischen und italienischen Dampfer, sowie einen Theil der Lloyd-Schiffe, hier vorzugsweise ihre Verankerung

\*) Siehe: „Die Materialbeschaffung für den Triester Hafenbau“, Vereinszeitschrift, Jahrgang 1872, Seite 419.

\*) Die auf die Construction und Reconstruction der Riva II bezüglichen Operationen, sowie die Bewegungen der Blockmauer werden an Zeichnungen in grossem Massstabe (1:200) erläutert.

zu suchen. In der That bieten die grossen Tiefen des Bassins, die geräumigen Ausladeplätze und die allseitige Verbindung mit den Geleisen der Südbahn Vortheile, welche dem raschen und billigen Ein- und Ausladen der Waaren förderlich sind und daher sowohl dem Transit- als auch dem Localhandel gleich trefflich zu statten kommen. Der Mangel der noch immer fehlenden Krane wird weniger empfunden, da die grossen Dampfer solche Vorrichtungen an Bord führen und sich derselben, so gut es geht, zur Ladung und Löschung ihrer Waaren bedienen. So kommt es, dass das neue Bassin trotz der noch unvollkommenen Ausrüstung eine Leistungsfähigkeit entwickelt, welche bereits zwei Drittel derjenigen eines gut eingerichteten Hafens, z. B. Marseille, erreicht und, in Ziffern ausgedrückt, eine jährliche Waarenbewegung von 400 Tonnen per Meter Quailänge zu bewältigen im Stande ist. Keine Frage, dass die Leistung mit der zunehmenden Praxis noch steigen wird, da eine rationellere Ausnützung der im neuen Hafen gebotenen Vortheile noch eine wesentliche Reduction der so theuren Factoren von Zeit und Menschenkraft gestattet. Ein Ziel, welches nicht aus den Augen verloren werden darf, da das eben erwähnte Marseille in Bezug auf Leistungsfähigkeit von den besser eingerichteten Häfen Englands noch überboten wird. Die Erreichung dieses Zieles wird noch consequenter angestrebt werden können, wenn nach der für dieses Jahr in Aussicht gestellten Vollendung des zweiten Bassins der neue Hafen für die ausschliessliche Benützung der grossen Waarendampfer reservirt werden wird.

**Zweites Bassin.** Die das zweite Bassin einrahmenden Objecte dienen bereits der Schifffahrt, mit Ausnahme der früher erwähnten Riva II. Die noch auszuführende Reconstruction derselben auf eine Länge von circa 160<sup>m</sup>, sowie die restlichen Baggerungen im Bassin von circa 25.000<sup>kbm</sup> beanspruchen die Zeit weniger Monate, so dass die erwähnten Arbeiten in der zweiten Hälfte des Jahres vollendet werden können. Es steht demnach der baldigen Uebergabe der Riva an die Schifffahrt kein ernstes Hinderniss entgegen, wenn nicht besondere Zwischenfälle ein langsames Vorgehen für die restirenden Vollendungsarbeiten erheischen sollten.

**Drittes Bassin.** Da die Entscheidung betreff der Auflassung dieses Bassins erst 1877 erfolgte, so wurden die auf Grund des alten Projectes nothwendigen Vorbaggerungen und Steinschüttungen schon früher ausgeführt und beendet (1873). Dieselben bilden ein vorzügliches Fundament für den etwa später nothwendig werdenden Ausbau des Bassins. Die in Folge von dessen Auflassung übrig bleibenden Arbeiten beschränken sich auf den Anschluss des Molo III an den Molo Klutsch und die Wiedergewinnung der durch die Schlamm-Aufdrängung verlorenen Tiefen. Die erste der Arbeiten ist bereits vollendet und wird es von den abzuwartenden Bewegungen abhängen, ob und wann das über Wasser reichende Quaimauerwerk auf die Blockmauern gesetzt werden kann. Die zweite Arbeit, nämlich die Baggerungen, wird einen längeren Zeitraum erheischen, da die Gegenwart von natürlichen Blöcken die langwierige Intervention von Tauchern nothwendig macht. Trotzdem ist die Hoffnung nicht ausgeschlossen, die restirenden Arbeiten des genannten Bassins im Laufe dieses Jahres zu vollenden \*).

\*) Die bauliche Entwicklung des Hafendammes und der Bassins wird in zwei grossen Photographien vorgeführt, welche (als Vogelschau) den Stand der Arbeiten in den Jahren 1871 bis 1877 enthalten.

Es erübrigt zu bemerken, dass die bei dem Hafendamme erwähnten allgemeinen Setzungen sich auch bei den Bau-Objecten der Bassins geltend machen, ohne jedoch deren Solidität durch etwaige Sprünge in dem Mauerwerke oder der Anschüttung zu beeinträchtigen.

Diese Setzungen betragen im Mittel:

auf dem Molo I	(beendet Ende 1874)	. . 0.38 <sup>m</sup> ,
„ der Riva I	( „ Mitte 1875)	. . 0.34 <sup>m</sup> ,
„ dem Molo II	( „ Ende 1875)	. . 0.35 <sup>m</sup> ,
„ „ „ III	(zu $\frac{3}{4}$ beendet Ende 1877)	. . 0.15 <sup>m</sup> .

Mit Rücksicht auf diese mehrere Jahre dauernden Setzungen erhalten die einzelnen Bau-Objecte bereits bei der Anlage die entsprechenden Ueberhöhungen.

**Petroleum-Bassin.** Die Steinschüttungen und Baggerungen haben hier im Mai vorigen Jahres begonnen und bis an dessen Ende 57.300 für die ersteren und 59.600<sup>kbm</sup> für die letzteren erreicht. Die darauf bezüglichen Arbeiten betreffen die beiden Moli, während an die Riva nur Anfangs dieses Jahres geschritten werden konnte. Es wird von der Bedeutung der auch hier zu erwartenden Bewegungen (der Boden besteht auch aus tiefen Schlammschichten) abhängen, ob die verschiedenen Bau-Operationen in harmonischer Reihenfolge ausgeführt werden können oder eine Verzögerung erleiden werden. Selbst im ersteren Falle wird die Herstellung des ganzen Bassins die Dauer von wenigstens vier Baujahren beanspruchen. Das Petroleum-Bassin erhält die gleiche Tiefe und dasselbe Quaimauer-Profil wie die übrigen Bassins \*).

**Wildbäche Martesin und Klutsch.** Die Trace der Ablenkung, sowie die Profile dieser Wildbäche sind aus den Fig. 1, 6, 7, 8 des Blattes 17 ersichtlich. Der Martesin-Canal hat eine Länge von 720<sup>m</sup> und wurde in zwei Jahren vollendet. Der nur 60<sup>m</sup> lange Klutsch-Canal wurde voriges Jahr begonnen und wird in wenigen Monaten vollendet werden. Die Ausführung der verschiedenen, auf die Ablenkung bezüglichen Arbeiten weist keine besonderen Schwierigkeiten auf, da die neue Trace in festem Terrain sich befindet. Es bleibt nur zu bemerken, dass die Martesin-Profile in dem oberen Laufe des Canals (264<sup>m</sup>) aus einer und in dem unteren Theile (456<sup>m</sup>) aus zwei segmentartigen Einwölbungen bestehen; letztere waren durch Mangel an Höhe bedingt.

**Neuer Bahnhof.** Die Arbeiten des neuen Bahnhofes umfassen die Tieferlegung des alten Bahnhofes von 10.12 auf 3.16<sup>m</sup> über dem Nullpunct (Quaigleiche) und den Bau der für den Personen- und Waarenverkehr, sowie den Maschinendienst nothwendigen Gebäude. Die von dem alten Bahnhofe herrührenden grossen Waaren-Magazine allein bleiben erhalten.

Da der grösste Theil des neuen Bahnhofes auf den Anschüttungsflächen des neuen Hafens sich befindet, so konnte derselbe nur Ende 1873 in Angriff genommen und die verschiedenen Gebäulichkeiten nur eines nach dem andern in der Zeit von 1874 bis heute dem Verkehre übergeben werden. Die auf den neuen Bahnhof bezüglichen Arbeiten sind von der Bau- und Bahndirection der Südbahn ausgeführt worden.

#### **Bau-Controle und Bauführung.**

Die k. k. Seebehörde in Triest, welche die bei dem Hafenbau im Interesse der Schifffahrt nothwendigen Anordnungen selbst-

\*) Die allgemeine Anlage des Bassins, sowie die Profile für Quaimauern, Moli und Martesin-Canal werden in Zeichnungen ( $\frac{1}{2000}$ ) vorgeführt.

ständig trifft, übt die Controle über die Ausführung der Arbeiten im Sinne der contractlichen Bestimmungen und der von dem k. k. Handelsministerium in Wien erlassenen Verfügungen, dessen technischer Referent Herr Hofrath k. k. Oberbaurath v. Verida ist. Die bauliche Controle in Triest wird vom Herrn Inspector k. k. Baurath Jäger ausgeübt.

Die unter der Obhut der General-Direction der Südbahn stehende Bauleitung in Triest überwacht die Material-Gewinnung in den Steinbrüchen und besorgt die Ausführung der früher genannten Operationen auf den Bauplätzen der neuen Anlage. Hiebei intervenirt seit Beginn der Arbeiten Herr H. Pascal, als technischer Consulent der Südbahn, und überzeugt sich durch zeitweilige Besuche persönlich von dem Fortschritte der Arbeiten. Die im Jahre 1876 erfolgte Ernennung Herrn Pascal's zum General-Secretär des französischen Bauten-Ministeriums zwang jedoch denselben, seine Stelle als Consulent niederzulegen. Dieselbe wurde durch Herrn Bontoux besetzt.

Die unter der Leitung des Herrn E. Pontzen Ende 1867 begonnenen Bauten wurden im Mai 1869 von Herrn F. Bömches übernommen, welcher dieselben bis heute besorgt. Das technische Personale der Bauleitung besteht gegenwärtig aus den Herren: Sections-Ingenieuren A. Fraisse und J. Krause, dem Ingenieur C. Perinello und den Ingenieur-Assistenten H. Gleyre und A. Sanetti.

Bei dem Baue waren früher in periodischer Weise beschäftigt die Herren: Sections-Ingenieur jetzt Inspector J. Hainisch und die Ingenieure Ph. v. Stubenrauch (gestorben 1876), Th. Safransky, J. v. Schmuck und J. Müller.

Die Unternehmer waren die Herren Gebrüder Dussaud aus Frankreich (seit Anfang der Arbeiten bis Ende 1873), Willy aus der Schweiz (von 1870 bis 1873) und von Mauser aus Triest. Von 1874 an wurden die Arbeiten von der Südbahn-Gesellschaft in Regie ausgeführt. In der gleichen Weise geschieht auch der Bau des Petroleum-Bassins. Nur die Baggerungsarbeiten wurden von der Mauser'schen Unternehmung fortgesetzt.

#### **Schlusswort.**

Werfen wir einen kurzen Rückblick auf das Gesagte, so finden wir, dass die Hafenbauten in Triest das Interesse des Fachmannes hauptsächlich wegen der aussergewöhnlichen Schwierigkeiten erregen, welche der tiefe Schlamm Boden des Meeres für die Fundirung der Quaimauern bietet. Dieselben erheischen eine ganze Reihe unvorhergesehener Arbeiten, welche durch die ausserordentlichen Bewegungen der bedeutenden Anschüttungsmassen hervorgerufen werden. Diese Bewegungen verursachen nicht nur eine Veränderung der ersten Anlage der Quaimauern, sondern auch eine Verminderung der ursprünglichen Wassertiefen. Es folgt daraus die Nothwendigkeit, die Quaimauern ein zweites Mal zu errichten und die in den Bassins verlorenen Tiefen wieder herzustellen. Die hiedurch hervorgerufenen Arbeiten erfordern die combinirte Anwendung von Dampfkränen, Taucherapparaten und einer ganzen Reihe verschiedener Baggermaschinen in grossem Massstabe, so dass dadurch nicht nur die Ausführung des Werkes erschwert, sondern auch dessen Vollendung verzögert wird.

In der That bilden die Reconstruction der Blockmauern und die Vertiefung der Bassins zwei Operationen, welche zu den schwierigsten Arbeiten der Hydrotechnik gehören und unter gleich ungünstigen Verhältnissen noch bei keinem

Hafenbaue zur Ausführung gekommen sind. Und was die Verzögerung in der Vollendung der grossartigen Anlage betrifft, so mussten schon die bei den früheren Seebauten in Triest gemachten Erfahrungen die für den Gesamtbau bestimmte Epoche von 7 Jahren als zu kurz erscheinen lassen; — eine Spanne Zeit, welche kaum für die Herstellung des ersten Bassins genügt hat.

Die hieraus gezogene Lehre enthält den wichtigen Fingerzeig, auch für die restlichen Arbeiten den Factor der Zeit in gebührende Rechnung zu ziehen, um namentlich den Steinwürfen die Möglichkeit zu bieten, die Periode der Setzung und inneren Consolidirung durchzumachen und dadurch die von dem Fundamente geforderte Trag- und Widerstandsfähigkeit zu erlangen.

Wie dem auch sei, so bieten die in Triest gemachten Erfahrungen einen schätzenswerthen Beitrag zur Geschichte des modernen Hafenbaues und haben Verfahrensweisen zu Tage gefördert, welche berufen sind, bei den unter gleich ungünstigen Verhältnissen auszuführenden Seebauten treffliche Verwendung zu finden. Wir dürfen demnach des grossen Dienstes nicht vergessen, welchen die hohe Staatsverwaltung mit der Wahl und Durchführung des für den Triester Hafenbau bestimmten Systems der Wissenschaft geleistet hat.

Am Ende meiner Mittheilung angelangt, fühle ich mich angenehm verpflichtet, Ihnen, meine Herren, für die wohlwollende Aufmerksamkeit zu danken, welche Sie dem Gegenstande meines Vortrages geschenkt haben. Mit Rücksicht auf die Specialität dieses Gegenstandes durfte ich nur eine flüchtige Rundschau der zur Ausführung kommenden Bau-Operationen bieten und war daher bemüht, das Unvollständige meines Vortrages durch eine grössere Anzahl Zeichnungen zu ergänzen, welche ich Ihrer freundlichen Besichtigung empfehle. Doch auch diese wird vielleicht nicht genügen, um die durch die eigenthümlichen Verhältnisse gebotenen Verfahrensweisen zum richtigen Verständnisse zu bringen. Dieses dürfte nur durch den persönlichen Augenschein erzielt werden. Daher kommen Sie selbst und sehen Sie. Ich schliesse demnach mit der Wiederholung der bereits vor 7 Jahren gemachten Einladung, den Hafenbau von Triest mit Ihrem werthen Besuche zu beehren.

### **Die Localbahn von Kriegsdorf nach Römerstadt.**

Vortrag, gehalten am 15. Februar 1879

von

**Ludwig Huss,**

Unterbau-Referent der k. k. Direction für Staats-Eisenbahnbauten.

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 19.)

#### **Beschreibung der generellen Anlage.**

Die Localbahn von Kriegsdorf nach Römerstadt verdankt ihr Dasein einem Gesetze vom 13. März 1876. Dieses Gesetz sagt:

Die Bahn ist auf Staatskosten als normalspurige Secundärbahn mit einer Unterbau-Kronenbreite von höchstens 4<sup>m</sup> herzustellen; das Maximalgewicht der Schienen soll, im Falle der Verwendung von Eisenschienen, 28<sup>k<sup>g</sup></sup> per Meter betragen.

„Auf dieser Bahn haben die Züge mit einer Geschwindigkeit von höchstens 15<sup>km</sup> per Stunde zu verkehren, und es wird die Regierung beauftragt, nicht nur beim Baue alle thunlichen Erleichterungen zur Anwendung zu bringen, sondern auch in Bezug auf den Betrieb von allen in der Eisenbahn-Betriebs-



ordnung vom 16. November 1851 und den einschlägigen Nachtragsbestimmungen vorgeschriebenen Sicherheitsvorkehrungen insoweit Umgang zu nehmen, als dies mit Rücksicht auf die ermässigte Fahrgeschwindigkeit zulässig erscheint.“

Dieser letzte Satz ist es, welcher mich bestimmt hat, über diese Bahnlinie zu sprechen, denn es liegt gerade in der durch diesen Satz angedeuteten Richtung eine der Ursachen der trostlosen Lage unserer heutigen Eisenbahntechnik, und es ist daher angezeigt, dass neuerdings an einem Beispiele gezeigt werde, was die jüngste Zeit in dieser Beziehung zu Tage zu fördern im Stande war. So einfach dies Beispiel ist, genügt es doch, den Geist erkennen zu lassen, der hierin waltet.

Die Eisenbahnlinie Kriegsdorf-Römerstadt ist eine Zweigbahn der Strecke Olmütz-Jägerndorf der Mährisch-schlesischen Centralbahn; ihre Länge beträgt 13·76<sup>km</sup>, ihr Anfangspunct liegt 1·10<sup>km</sup> entfernt vom Aufnahmsgebäude in Kriegsdorf, an der currenten Strecke gegen Wien.

Obgleich die Bahn in einem bedeutenden Gebirgsstocke liegt, hatte ihr Bau doch nur mit geringen Schwierigkeiten zu kämpfen, denn die Bahn geht fast immer im Thalgrunde der Mohra und die Berglehnen steigen meist sanft an; die Höhen sind bewaldet.

Das Gebirge besteht aus Grauwackenschiefern. Diese Schiefer geben vorzügliche, lagerhafte und sehr wetterbeständige Bausteine; an vielen Stellen werden solche Steine zu Dachschiefen verarbeitet. Die Bahn liegt indessen nur selten im festen Felsen, sondern zumeist in den Bergschutt- und Erdschichten, welche den Fels bedecken. Rutschungen sind nicht vorgekommen.

Die Mährisch-schlesische Centralbahn fällt von Kriegsdorf bis über die Abzweigungsstelle hinaus mit 11·1‰; die Weiche liegt in eben diesem Gefälle; bei der Weiche wurde ein Wächterhaus erbaut.

Die Zweigbahn fällt von der Abzweigungsweiche an auf 800<sup>m</sup> mit im Maximum 11·1‰, erreicht damit das Thal des Mohra-Flusses an einer schmalen, zur Uebersetzung einladenden Stelle, und überschreitet den Fluss daselbst mit einer 43<sup>m</sup> weiten Brücke.

Weiter führt die Bahn am rechten Ufer der Mohra nach Friedland a. d. M. und wird hier — aus Anlass eines vorspringenden Felsens und der Lage des Ortes — in das Flussbett gedrängt, so dass eine circa 60<sup>m</sup> lange Flussregulirung nothwendig wurde; auch übersetzt sie daselbst den Politzbach mit einer 32<sup>m</sup> weiten Brücke.

Hierauf erweitert sich das Mohra-Thal, und die Bahn geht über zeitweilig inundirte Flächen nach Stohl, dann nach Irmsdorf, welchen Ort sie mit vieler Mühe in hoher Lage umgeht. Sie zieht sich sodann, mit der grössten gestatteten Neigung ansteigend, in einem Seitenthale der Mohra an der Lehne hin nach Römerstadt, wo sie vorläufig endet, und zwar in einer Lage, in welcher die Weiterführung gegen Janowitz noch möglich bleibt.

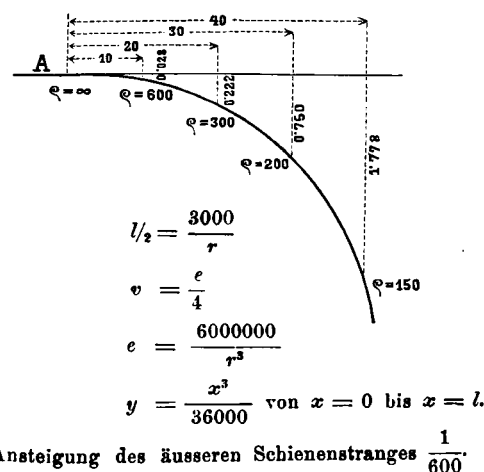
In Friedland a. d. M., in Stohl und in Römerstadt sind Stationen errichtet; in Kriegsdorf ist die Station aus Anlass der Einmündung der Zweigbahn um zwei Geleise und einige andere Anlagen erweitert worden.

### Richtungs- und Neigungsverhältnisse.

Die Bahnlinie schmiegt sich den Thalkrümmungen sorgfältigst an, und es gelangte der kleinste gestattete Krümmungshalbmesser von 150<sup>m</sup> dreimal zur Anwendung. Der Uebergang der Geraden

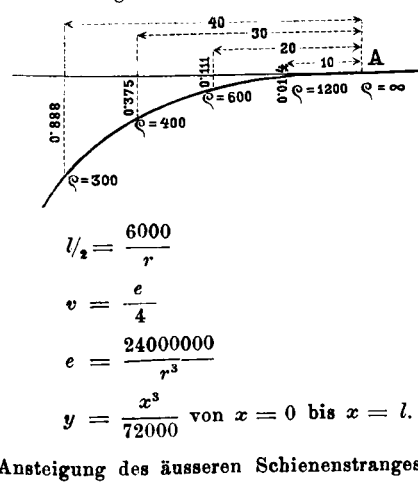
in die Bögen von weniger als 600<sup>m</sup> Halbmesser erfolgt durch eine Uebergangscurve von der in der nebenstehenden Fig. 1 dargestellten Form. Diese Curve ist eine kubische Parabel, welche die Gerade im Puncte A tangirt. Die Anwendung der Curve wird durch die unter der Fig. 1 stehende Tabelle, in welche alle erforderlichen Daten ein- für allemal eingetragen wurden, eine ausserordentlich einfache. Die Tabelle ist durch Fig. 3 und 4 erläutert.

Figur 1. — Localbahnen.



r	l/2	v	e	r	l/2	v	e
M e t e r							
150	20·00	0·444	1·776	260	11·54	0·085	0·340
160	18·75	0·366	1·464	280	10·72	0·068	0·272
170	17·65	0·305	1·220	300	10·00	0·056	0·224
180	16·67	0·257	1·028	350	8·57	0·035	0·140
190	15·79	0·219	0·876	400	7·50	0·023	0·092
200	15·00	0·188	0·752	450	6·67	0·016	0·064
220	13·64	0·141	0·564	500	6·00	0·012	0·048
240	12·50	0·109	0·436	600	5·00	0·007	0·028

Figur 2. — Hauptbahnen.



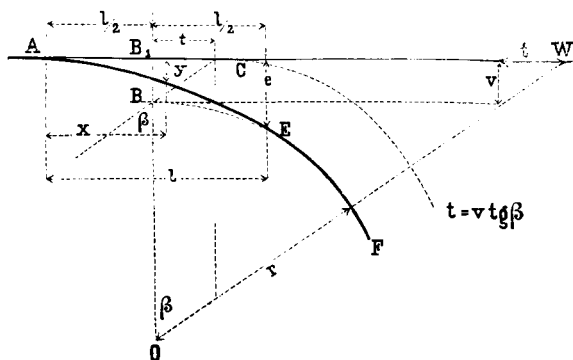
r	l/2	v	e	r	l/2	v	e
M e t e r							
250	24·00	0·384	1·536	600	10·00	0·028	0·112
275	21·82	0·288	1·152	700	8·57	0·017	0·068
300	20·00	0·222	0·888	800	7·50	0·012	0·048
350	17·14	0·140	0·560	900	6·67	0·008	0·032
400	15·00	0·094	0·376	1000	6·00	0·006	0·024
500	12·00	0·048	0·192				

Die Curve ist aus der Bedingung hergeleitet, dass der äussere Schienenstrang constant — hier mit  $\frac{1}{600}$  — ansteige, während gleichzeitig jeder Punct desselben die seinem Krümmungs-

halbmesser — zur Begegnung der Centrifugalkraft — zukommende Ueberhöhung erhält. Thatsächlich ist nun diese Bedingung hier allerdings nicht streng erfüllt worden; die Ueberhöhung betrug bei Bögen bis zu 150<sup>m</sup> Halbmesser 80<sup>mm</sup> etc. (siehe die Tabelle auf Blatt Nr. 19), während die der Form der Curve zu Grunde liegende theoretische Ueberhöhung hievon etwas differirt.

Die Curve ist ein specieller Fall jener allgemeinen Form, welche ihr Erfinder Herr Sections-Chef v. Nördling im Jahre 1865 in Frankreich angewendet und im XIV. Bande der „Annales des Ponts et des Chaussées“, Seite 313 beschrieben hat; ihr Gebrauch ist mindestens ebenso einfach, als beispielsweise die Anwendung der Uebergangs-Curve der Brennerbahn aus dem Jahre 1860, der königl. ungar. Eisenbahn-Baudirection von 1867 bis 1873, und jener der nach dem Jahre 1873 gebauten k. k. Staatsbahnlilien; an theoretischem Werth ist sie aber allen diesen weit überlegen.

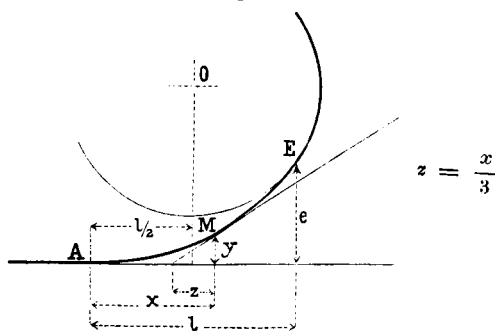
Figur 3.



Bei Bahnen, auf welchen mit einer anderen Geschwindigkeit gefahren werden soll, ändern sich die Ueberhöhungen und kann auch ein anderes constantes Steigungsverhältniss des äusseren Schienenstranges gewählt werden, wodurch dann auch die Form der Uebergangscurve eine andere wird, ohne dass das Princip ihrer Anordnung geändert würde. So ist beispielsweise in Fig. 2 die Uebergangscurve unserer Hauptbahnen dargestellt.

In den Plänen sind die Uebergangscurven zu den Bögen gerechnet; die kleinsten Geraden zwischen Contrabögen sind 10<sup>m</sup> lang.

Figur 4.



Wie oben erwähnt wurde, fällt die Bahn von der Station Kriegsdorf bis zur Mohra-Brücke mit im Maximum 11.1‰, und steigt sodann bis Römerstadt mit im Maximum 12.5‰. Hierbei bedeuten die Ziffern 11.1 und 12.5 jedoch die durchschnittlichen Maximalneigungen, und es sind thatsächlich die Neigungen in den Geraden grösser, in den Bögen aber kleiner, als das Maximum ist, und zwar so, dass der Gesamtwiderstand der Züge beim Befahren der Geraden und der Bögen möglichst gleich bleibt. Im vorliegenden Falle ist nun in der Maximalsteigung gegen Römerstadt die Steigung in den

Geraden 13.8, in den Bögen von 1300 bis 601<sup>m</sup> Halbmesser 12.8, von 600 bis 351<sup>m</sup> 11.8, von 350 bis 191<sup>m</sup> 10.8 und von 190 bis 150<sup>m</sup> Halbmesser 9.8‰, wobei Bögen, deren Centriwinkel unter 10° misst, zu den Geraden gezählt wurden.

Meines Wissens ist eine derartige systematische Berücksichtigung der Curven-Widerstände hier zum ersten Male durchgeführt worden. Man ist zu diesen Zahlen durch eine alte, wahrscheinlich empirische Formel gelangt, wonach der Gesamtwiderstand beim Befahren von Curven mit genügender Genauigkeit ein constanter wird, wenn die Steigung in der betreffenden Bogenstrecke um  $d = \frac{1}{1.5 R}$  (wobei  $R$  und  $d$  in Metern verstanden sind) verringert wird. Diese Annahme hat sich, soweit die seit vier Monaten auf der Linie Kriegsdorf-Römerstadt gepflogenen Beobachtungen erkennen lassen, in den gewöhnlich vorkommenden Fällen als richtig erwiesen, nur scheint es empfehlenswerth, in sehr scharfen und langen Bögen von 90° Centriwinkel mit der Ermässigung der Steigung noch um 1 bis 2‰ weiterzugehen.

Ein massgebendes Urtheil über diese Sache wird jedoch erst in etwa zwei Jahren geschöpft werden können, wenn auch über den Betrieb der Eisenbahn Tarvis-Pontafel — wo die gleiche Formel auf eine 12<sup>km</sup> lange Steigung von 20‰ angewendet ist — Erfahrungen vorliegen werden. Ich brauche nicht zu sagen, dass die Durchführung der Formel im Detailprojecte gar keine Schwierigkeiten bietet, sowie auch, dass dieselbe auf die Baukosten keinen Einfluss nimmt, während die Leistungsfähigkeit einer Bahn hiedurch ganz namhaft vergrössert wird. Im vorliegenden Falle würde, wenn im älteren Style gebaut worden wäre, die Zugbelastung durch den Bogen von 150<sup>m</sup> Halbmesser bei Irmsdorf, welcher in 12.5‰ Steigung läge, bedingt worden sein, während sie nun ebenfalls durch diesen Bogen bemessen wird, wobei aber der Bogen nur in 9.8‰ Steigung liegt. Es ist hier also eine Verminderung der Maximalsteigung um 2.7‰ eingetreten, was einer Vergrösserung der zulässigen Zugbelastung um nahezu 20% entspricht; überdies gewinnt aber die Thalfahrt hiedurch an Regelmässigkeit. Die vielen Zwischenfällebrüche, welche sich durch die Anwendung der Formel ergeben, werden in der Natur nicht mit den sonst vorgeschriebenen Neigungszeigern versehen, sondern nur die Haupt-Bruchpunkte, und es beziehen sich demnach auch die Angaben auf den Zeigern durchwegs auf letztere. Für den Bahnerhaltungs-Ingenieur wird es sich aber doch empfehlen, die Zwischenpunkte durch Pflöcke oder Steine zu fixiren, damit diese nicht verloren gehen, oder irgend einmal ein übereifriges Bahnorgan die „Sutten“ alle aushebt. Die scharfen Visirbrüche sind durch Krümmungen von 3000<sup>m</sup> Halbmesser vermittelt worden; die Angaben auf den Neigungszeigern beziehen sich hier ebenfalls auf die Hauptbrüche.

#### Beiträge der Interessenten, Grundeinlösung.

Eine weitere Besonderheit der Linie Kriegsdorf-Römerstadt sind die Beiträge, welche die Interessenten zu den Baukosten leisteten.

Die Zusicherung von Beiträgen zu den Kosten des Baues der Bahn ist nämlich bei den Localbahnen ein beliebtes und wirksames Mittel zur Betreibung der betreffenden Gesetzesvorlage. Da zu jener Zeit aber ein genaues Project nicht existirt, müssen diese Verheissungen erst in bestimmte, bindende Form gebracht werden, wenn das Gesetz, welches den Bau der Bahn anordnet.

schon erlassen ist. Zu diesem Zeitpunkte ist dann der Eifer der Interessenten hier und da auch etwas abgekühlt, und es ist überhaupt leicht begreiflich, dass dann darüber, ob die früher ausgesprochene Opferwilligkeit auch genügend bethätigt sei, eine Meinungsverschiedenheit auftrate. Und dieses ist denn auch der Grund, warum die k. k. Regierung den Bau solcher Bahnen oft lange verschob, so lange, dass dieselben erst in Angriff genommen wurden, wenn sie unter anderen Verhältnissen schon fertig sein konnten.

Die Beitragsleistungen bestehen in Baarbeträgen, Grundstücken zum Bahnbaue, Ziegeln, Bahnschwellen, Kohlen zum Bahnbetriebe u. s. w. oder auch in der Ueberlassung oder Lieferung von Bedarfsgegenständen (Schwellen, Brücken-Constructionen u. dgl.) zu ermässigten Preisen.

Im vorliegenden Falle bezieht sich der Werth der Beiträge auf fl. 25.000, das sind ungefähr 5% der Gesamtkosten der Bahn; von diesem Betrage sind beiläufig 0.2 baares Geld, 0.3 entfallen auf Grundstücke und 0.5 auf Baumaterialien.

Bei einer anderen Localbahn, der Linie Mürzzuschlag-Neuberg beziffern sich die Beiträge auf 4.9%, bei der Linie Unterdrauburg-Wolfsberg aber erreichen sie selbst diese Ziffer nicht, obwohl auch hier die eben angedeutete Schraube nicht geschont ward.

Wir sehen demnach, dass die Eisenbahntechnik leider von dieser Seite bei der bisher beliebten Form sehr wenig Hilfe zu hoffen hat.

Das k. k. Handels-Ministerium hatte die Durchführung der Grundeinlösungs-Geschäfte dem Bezirkshauptmann in Römerstadt übertragen. Diese Massnahme hat sich bei der vorzüglichen Eignung der genannten Persönlichkeit ausgezeichnet bewährt. Die Einlösung erfolgte überall sehr rasch und im Wege gütlichen Uebereinkommens, dabei aber zu sehr ermässigten Preisen. Der Grundbedarf war 22 Hectare; davon waren 8.1 Hectare unentgeltlich und stand für den Ankauf überdies der besprochene Baarbeitrag zur Verfügung, so dass das Hectar durchschnittlich auf fl. 848 zu stehen kam, wobei nur 5 Hectare in Wald und unfruchtbarem Boden bestanden.

Die Eisenbahn-Grundstücke wurden schliesslich mit rau behauenen Steinen vermarktet. Die feuersicheren Herstellungen von Gebäuden neben der Bahn wurden nach den für Hauptbahnen geltenden Grundsätzen ausgeführt; sie kosteten per Kilometer Bahnlänge fl. 323. — Die zur Aufstellung von Schneehürden erforderlichen Grundstreifen wurden definitiv eingelöst, von der Herstellung von Schutzstreifen in Wäldern wurde hingegen ganz Umgang genommen. Die Gesamtkosten der Grundeinlösungs-Leistungen betrugen nach Abzug der erwähnten Beiträge für die Station Kriegsdorf fl. 200, für die übrige Bahn, einschliesslich der Stationen aber per Kilometer fl. 1910.

### **Erdbau, Kunstbauten des Bahnkörpers.**

Das hervorragendste Moment, den Unterbau einer Bahn oder Strasse zu vereinfachen, bildet die Anwendung starker Neigungen und kleiner Krümmungshalbmesser; ein weiteres Moment ist die Breite, in der das Unterbau-Planum ausgeführt wird. Diese beiden Factoren sind so mächtig, dass denselben gegenüber der Einfluss aller übrigen hier und da versuchten Mittel verschwindet, wie beispielsweise steile Damm- und Einschnittsböschungen, ungenügende Höhe der Nivellete über dem Hochwasser, mangelhafte Uferschutzbauten und in vielen Fällen Durchlässe aus Holz. Solche Mittel erweisen sich meist sofort, sicher aber während des Be-

triebes als verfehlt, und sind dann besonders finanziell schwachen Unternehmungen höchst gefährlich.

Ich habe die Richtungs- und Neigungsverhältnisse der Linie Kriegsdorf-Römerstadt besprochen; die Nivellete liegt meist 1.0<sup>m</sup>, mindestens aber 0.8<sup>m</sup> über dem Hochwasser.

Das Unterbau-Planum (Blatt Nr. 19, Fig. 1 bis 8) hat 4.0<sup>m</sup> Breite; der Schotterkörper darüber ist 0.25 bis 0.30<sup>m</sup> hoch, und ist an seiner Krone 3.0<sup>m</sup> breit. Die Dammböschungen haben in der Regel die 1 1/2-fache, die Einschnittsböschungen die 1 1/4-fache Höhe zur Basis erhalten.

Für die Stütz- und Wandmauern gelten die auf Blatt Nr. 19, Fig. 14 bis 20 dargestellten Formen und Abmessungen. Die Mauern sind hienach aussen mit 1 : 1/2 geböschet, innen bis zu 0.6 ihrer Höhe, von der Krone herab vertical, dann aber mit 1 : 1/2 unterschritten angelegt. Die Kronenstärke der Mauern ist für die gewöhnlich vorkommenden Materialien, ein für allemal, für alle Höhen der Mauern und alle Ueberschüttungshöhen nach Einzeichnung der Stützlinie ermittelt und in eine Tabelle eingetragen worden.

Der Materialaufwand ist nun in allen Fällen kleiner als nach den Typen der Brennerbahn und der bestandenenen königl. ungarischen Eisenbahn-Baudirection, und zwar beträgt das Mindererforderniss durchschnittlich 5, beziehungsweise 8%. — Der Druck in der äussersten Mauerfuge oder im Untergrunde ist bei Mauern bis zu 5<sup>m</sup> Höhe hier etwas grösser, bei Höhen über 3<sup>m</sup> kleiner als bei den Mauern nach beiden älteren Typen; er beträgt aber bei Mauern bis zu 5<sup>m</sup> Höhe nur 1 bis 2<sup>kg</sup>, bei höheren Mauern 2 bis 3<sup>kg</sup> per Quadrat-Centimeter. Bemerken muss ich übrigens, dass die Mauern der Brennerbahn räumliche Vortheile bieten, indem sie nur 1/2 Anlauf haben. Mit Steinsatz hinterbeugte Mauern werden hier wie dort um 1/20 ihrer Höhe schwächer gehalten.

Die Futtermauern haben die gleiche Form, wie die Stützmauern; ihre Kronenstärke wird jedoch in den gewöhnlichen Fällen, da hier die Verkehrsbelastung wegfällt und die Erschütterungen derselben viel weniger ungünstig einwirken, um 1/20 der Mauerhöhe kleiner gehalten als die Stärke der Stützmauern. Verglichen mit den Futtermauern der Brennerbahn und der königl. ungarischen Eisenbahn-Baudirection ergibt sich hiedurch bei geringen Ueberschüttungshöhen ein Mindererforderniss, bei grossen Ueberschüttungshöhen aber ein Mehrerforderniss an Mauerungsmaterialie.

Die Mauern nach diesen Typen erhalten übrigens noch Verstärkungen, im Falle als das Mauerungsmaterialie weniger als 2100<sup>kg</sup> per Kubikmeter wiegt, oder der Reibungswinkel des Erdmaterialies ungewöhnlich klein wird.

Durch alles dies wird, wie ich glaube, den Forderungen der Theorie so weit entgegen gekommen, als vom Standpunkte des Praktikers noch zulässig erscheint. Für verticale Mauern und für die Flügelmauern und Widerlager offener Objecte enthalten die Fig. 16, 21 und 22 weitere Daten. Die Mauern waren aus unregelmässigen Bruchsteinen in magerem oder hydraulischem Mörtel auszuführen.

Ueber die Strassen- und Wegbauten habe ich nur zu erwähnen, dass der Bau der Zufahrtsstrassen zu den Stationen die Gemeinde und das Land, nicht aber die Bahnverwaltung betraf, somit letztere bloss die Stationsvorplätze, die Rampen und Strassen-Umlegungen herstellen musste.

Der Uferschutz wurde bei unmittelbarer Berührung der Mohra durch Steinbauten (Blatt Nr. 19, Fig. 11 und 12), dort

aber, wo ein Vorland die Bahn schon theilweise sichert, durch Flechtwerke und Weidenpflanzungen (Fig. 9) erzielt. Bemerkenswerth ist hier nur, dass die Steinsätze — abweichend von der bisherigen Gepflogenheit (Fig. 11 und 12) — horizontal geschichtet wurden, ein Umstand, wovon erwartet wird, dass bei einer Beschädigung der äusseren Partien der Bestand der Steinsätze weniger gefährdet sei, als wenn die Schlichtung senkrecht zur Gesichtsfläche (nach *a b*, Fig. 12) erfolgt wäre. Die Strassenherstellungen und die Uferschutzbauten sind genau so ausgeführt, wie sie bei den Hauptbahnen, welche die Staatsverwaltung herstellt, ausgeführt werden; desgleichen in der Regel auch alle Maurerarbeiten des Unterbaues und ist hier nur in der Behandlung der Deckschichten die Vereinfachung eingeführt, dass dazu hier rauhe Bruchsteine rollsteinartig aufgebracht werden, während bei den Hauptbahnen hiezu häufig Quader angewendet sind.

Die Formen und Abmessungen der Gewölbe sind in Fig. 24 bis 26 dargestellt. Auch hier sind die Abmessungen für die vorkommenden Fälle ein- für allemal durch Einzeichnen der Stützlinie erhoben, und in eine Tabelle eingetragen worden. Hienach ist das Mauerwerk der Gewölbe ungefähr gleich angeordnet, wie in den Typen der Brennerbahn, der bestandenene königl. ungarischen Eisenbahn-Baudirection, der österreichischen Nordwestbahn und der Gotthardbahn; in den Widerlagern aber ist das Material hier günstiger vertheilt, als bei den drei erstgenannten; auch sind dieselben verstärkt worden. Gemäss den Forderungen der Theorie sind die Halbkreisgewölbe, analog jenen der Gotthardbahn, nicht voll gedacht, sondern es ist jener Theil derselben am Auflager, welcher durch Ueberkrangung trägt, zum Widerlager gezählt, und wie jenes ausgeführt und bezahlt. Die hienach projectirten Halbkreisgewölbe erfordern aus dem letzterwähnten Grunde um circa 10%, weniger Gewölbmauerwerk, als die nach den erwähnten drei älteren Typen. Dieser Minderaufwand ist jedoch nur scheinbar, weil die Widerlager um das ersparte Quantum vergrössert werden, überdies aber in Folge der erwähnten Verstärkungen bei mittleren und grösseren Spannweiten um circa 10% mehr Material erfordern als früher.

Diese Abweichungen sind aus den Erfahrungen hervorgegangen, welche mit dem Brenner-Normale in Ungarn und Siebenbürgen gemacht wurden. So haben beispielsweise auf der Strecke Losoncz-Altsohl-Jálna die in Trachyt ausgeführten Gewölbe, wenn sie hoch überschüttet wurden, während der Anschüttung und ersten Setzung fast regelmässig Abdrückungen und Abblätterungen erfahren, welche Beschädigungen nicht auf Mängel der Ausführungen oder auf eine Vernachlässigung der nothwendigen Sorgfalt bei der Anschüttung zurückgeführt werden konnten, daher in Mängeln der Anordnung ihren Grund haben mussten, die am Brenner allerdings nicht zu Tage getreten waren.

Die Lage der theilweise zerstörten Gewölbspartien führte nämlich zu dem Schlusse, dass sich die Widerlager am Kämpfer nach aussen (gegen den Erdkörper) geneigt haben. Eine solche Neigung war möglich, indem die Widerlager zu ihrem Schutze durch einen soliden Steinsatz hinterbeugt waren, welcher den, für die Stabilität der Widerlager hier nothwendig gewesenen Erdruck aufnahm, hingegen doch selbst nicht genug solid ausgeführt war, um ein geringes Ausweichen der Widerlager hintanzuhalten.

Noch weiter als hier gegangen ist, gehen diesbezüglich aber die neuen Typen der Gotthardbahn mit der Verstärkung der Widerlager.

Die Widerlager der Stichbogen-Gewölbe erfordern hier durchschnittlich ebensoviel Material, als nach den älteren Typen; das Material ist dabei aber besser angeordnet. Die äusserste Inanspruchnahme des Wölbmaterials wächst mit der Spannweite der Gewölbe, und zwar bei geringen Ueberschüttungshöhen von 3 bis auf 8<sup>kg</sup>, bei grossen von 14 bis auf 20<sup>kg</sup> per Quadrat-Centimeter. Die mittlere Inanspruchnahme eines Querschnittes ist nur halb so gross, als die äusserste.

Die k. k. Direction für Staats-Eisenbahnbauten lässt die Gewölbe mit bis einschliesslich 6<sup>m</sup> Lichtweite oder 6<sup>m</sup> Ueberschüttung des Scheitels aus unregelmässigen Bruchsteinen ausführen. Grössere Gewölbe kamen auf Kriegsdorf-Römerstadt nicht vor; solche werden entweder auch aus unregelmässigen Bruchsteinen mit einigen eingeschalteten, durchbindenden Quaderschichten oder aus Haustein hergestellt. Die Gewölbestirnen werden, je nachdem das Gewölbe aus mehr oder weniger regelmässigen Bruchsteinen gemauert wird, bei 2 bis 4<sup>m</sup> Lichtweite mit Eckquadern armirt. Alle Gewölbe wurden in magerem oder hydraulischem Mörtel gemauert und mit einer 10<sup>cm</sup> hohen Betonschicht abgedeckt; über dieser Abdeckung liegen immer noch mindestens 0.7<sup>m</sup> hohe Sand-, Erd- und Schotter-schichten. Die Gewölbe müssen, nachdem sie geschlossen sind, noch längere Zeit auf den ungeänderten Lehrgerüsten ruhen gelassen werden, und zwar kleine Gewölbe zwei Wochen, grössere mindestens vier bis sechs Wochen lang. Die geringste Länge, in der Gewölbe unter der Bahn ausgeführt sind, ist 4.3<sup>m</sup>.

Ueber die Anordnung des Mauerwerkes bei den sogenannten offenen Objecten, das ist hier bei den Balken-Brücken, habe ich zu dem bei den Stützmauern erwähnten, unter Hinweis auf Fig. 23, noch zu bemerken, dass die Breite der Widerlager und Pfeiler hier ebenfalls 4.3<sup>m</sup> beträgt. Diese Breite ist jedenfalls sehr reichlich bemessen, denn sie würde selbst genügen, wenn auf den Flügelmauern und Brücken Geländer angebracht werden müssten, was bei den Localbahnen im Allgemeinen nicht verlangt wird, und auf dieser Linie nur bei der Mohra-Brücke vorgekommen ist. Das Mauerwerk auch dieser Kunstbauten wird aus unregelmässigen Bruchsteinen in magerem oder hydraulischem Mörtel ausgeführt, und ist hievon nur bei den schwachen Mittelpfeilern der Mohra- und Politz-Brücke eine Ausnahme gemacht worden, indem dieselben aus Hausteinen ausgeführt wurden; auch wurden bei diesen Brücken einige, den Angriffen des Wassers ausgesetzte Kanten mit Quadern armirt.

Zum Mauerwerk ist in der Regel hydraulischer Kalk von Kurowitz und Sand aus gepochter Schlacke verwendet worden. Zu solchem Sande wurde Zuflucht genommen, nachdem sich der zu Gebote stehende Fluss- und Grubensand als erdig, und überdies in chemischer Beziehung als wenig tauglich erwies. Der Preis des Pochsandess war in Janowitz 50 Kreuzer per Kubikmeter, die Verführung an die Verwendungsstelle kostete aber durchschnittlich fl. 4. Der Mörtel aus diesen beiden Materialien ist wohl verhältnissmässig theuer, aber ganz vorzüglich geworden.

Für die besprochenen Arbeiten des Unterbaues hat die k. k. Direction für Staats-Eisenbahnbauten durchschnittlich folgende Preise bezahlt:

Für den Kubikmeter Erd- und Felsaushub sammt der Verführung in die Anschüttungen 52 kr., für die Vor- und Nacharbeiten per Kilometer Bahnlänge fl. 474. —, dann für die Herstellung von Strassen-Grundbau per Quadratmeter 18 kr., für

die Strassenbeschotterung per Kubikmeter fl. 1.50, für den Kubikmeter Steinwurf aus dem Materiale der Bahnverwaltung wurde 44 kr., für solchen aus dem Materiale des Unternehmers fl. 1.50, desgleichen für den Kubikmeter Steinsatz 37 kr., beziehungsweise fl. 1.46 bezahlt, wobei die sichtbare Fläche der Steinsätze noch besonders vergütet wurde.

Flechtwerke von 15<sup>cm</sup> Höhe wurden per Meter mit 18 kr., solche von 30<sup>cm</sup> Höhe mit 27 kr. bezahlt.

Es wurde ferner bezahlt: für den Kubikmeter Beton aus hydraulischem Kalk fl. 9.68, aus Portland-Cement fl. 14.60, für Fundamentmauerwerk fl. 5.20, für das Mauerwerk aus unregelmässigen Bruchsteinen fl. 7.48, für Hausteinmauerwerk in Schichten fl. 13.90, dann für den Kubikmeter Gewölbmauerwerk aus unregelmässigen Bruchsteinen fl. 9.40, wobei die Gewölbsrüstung überdies vergütet wurde.

Die Dohlendeckel und Fundamentquader wurden per Kubikmeter mit fl. 18.92, reines Quadermauerwerk mit fl. 34.20 bezahlt. Für die Erschwernisse bei der Fundirung der Mohra- und Politz-Brücke war ein Pauschale von fl. 3500 ausgeworfen. Spundwände von 10 bis 20<sup>cm</sup> Stärke aus weichem Holz wurden mit fl. 7.27 per Quadratmeter bezahlt, wobei der Berechnung die verglichene Höhe der fertig abgeschnittenen Wand zu Grunde gelegt wurde.

Die Brückenschwellen aus Lärchenholz kosteten per Kubikmeter fl. 29.10, die Brückenbedielungen aus weichem Holz kosteten per Quadratmeter bei 4<sup>cm</sup> Stärke 80 kr., bei 7<sup>cm</sup> Stärke fl. 1.16.

Ich glaube, diese Preisangaben werden genügen, um ein Urtheil über die Bauverhältnisse zu ermöglichen.

Der Unternehmer, der die Arbeiten ausführte, hat mit diesen Preisen sein Auskommen gefunden. Wer in den letzten Jahren nicht gebaut hat, wird solches kaum begreiflich finden, für Solche füge ich dann noch hinzu, dass der durchschnittliche Lohn der Erdarbeiter und Handlanger bei Tagelohnarbeit 50 kr., bei Accordarbeit 60 kr. betrug, sowie, dass den Maurern 83 kr., beziehungsweise fl. 1, den Steinmetzen fl. 1.15 kr. per Tag bezahlt wurde.

So niedere Lohnsätze sind übrigens eine Ausnahme, und es wurden in der gleichen Zeitperiode bei anderen Staatsbahn-Bauten in Kärnten und Oesterreich 1½- und 2fach höhere Löhne bezahlt, womit natürlich noch nicht gesagt sein soll, diese oder jene Arbeiter seien mehr zu bedauern gewesen.

Es würde ermüden, wenn ich nun ähnlich wie die Preise auch die Arbeitsmengen durchnehmen würde. Ich gebe daher im Nachstehenden nur noch der Kosten der einzelnen Hauptgruppen der Unterbau-Herstellung mit Ausschluss der Station Kriegsdorf.

Diese sind per Kilometer Bahnlänge für die:

Erd- und Felsarbeiten fl. 31.10, Strassen- und Wegbauten fl. 250, Fluss-, Ufer- und sonstige Schutzbauten fl. 360, Brücken und Durchlässe, einschliesslich der Trag-Constructionen, dann der Brückenschwellen und Bedielungen fl. 3390, somit für den ganzen Unterbau per Kilometer Bahnlänge fl. 7110.

Der Unterbau der Erweiterung der Station Kriegsdorf kostet bloss fl. 500.

#### **Beschreibung der Brückenträger.**

Das Programm für den Bau der Brückenträger war durch einen Erlass des k. k. Handels-Ministeriums vom 7. Juli 1877 gegeben, womit die Verfügung getroffen wurde:

1. Den Berechnungen für die auf den drei Localbahnen Kriegsdorf-Römerstadt, Unterdrauburg-Wolfsberg und Müzzuschlag-

Neuberg vorkommenden Brücken-Constructionen sind die durch die Verordnung vom 30. August 1870 normirten Lasten zu Grunde zu legen.

2. Die zulässige Inanspruchnahme des Eisens kann für die Nieten von 600 auf 700 und für die übrigen Constructionstheile von 800 auf 900<sup>kg</sup> per Quadrat-Centimeter erhöht werden.

3. Alle Bahnbrücken von 2<sup>m</sup> und mehr Stützweite sind aus Eisen auszuführen.

Die Brücken dieser drei Bahnen sind hienach thatsächlich projectirt worden; die Gewichte der hauptsächlichsten derselben sind in der Tabelle I verzeichnet. Ich beschränke mich daher hier auf die Mittheilung, dass diese Brücken nennenswerth leichter sind, als die allerdings besonders solid construirten Brücken der Linie Tarvis-Pontafel, und zwar sind die Blechbrücken um 12%, die Fachwerkbrücken mit „oben“ liegender Fahrbahn um 18%, die mit „unten“ liegender Fahrbahn um 23% leichter als jene.

Mit der Inanspruchnahme des Holzes wurde bei den Brückenschwellen auf ein Maximum von 70<sup>kg</sup> per Quadrat-Centimeter gegangen.

Auf der Linie Kriegsdorf-Römerstadt wurden acht Brücken mit zwischen 2.4<sup>m</sup> und 3.5<sup>m</sup> Stützweite und zwei Fachwerkbrücken ausgeführt, und zwar:

Die Brücke über die Mohra (Blatt Nr. 19) mit „oben“ liegender Fahrbahn und zwei getrennten parallelgurtigen Trag-Constructionen von je 22.9<sup>m</sup> Stützweite, und die Politz-Brücke mit „unten“ liegender Fahrbahn und zwei getrennten Halbparabel-Trägern von je 17.2<sup>m</sup> Stützweite. Die Stellung der Pfeiler und Widerlager ist bei beiden Brücken gegen die Trägerachse schief, die erste Brücke liegt theilweise, die zweite ganz in einem scharfen Bogen. Die Mohra-Brücke hat 1/10, die Politz-Brücke 1/7 der Stützweite als Constructionshöhe erhalten, wobei diese bei der Mohra-Brücke kaum genügende Höhe durch Ersparungen begründet ist, die hiedurch im Unterbau der Abschlussstrecken erzielt wurden. Diese geringe Constructionshöhe ermöglichte übrigens, die Feldweite der Fachwerke auf 143<sup>cm</sup> herabzudrücken und die Brückenschwellen, wie bei kleinen Trägern, direct auf den Obergurt aufzulegen, wobei übrigens die Biegungsspannung, welche durch die directe Auflagerung von Lasten auf die freitragenden Gurtstücke hervorgerufen wird, mit 130<sup>kg</sup> per Quadrat-Centimeter bei der Bestimmung des Gurtquerschnittes in Rechnung gestellt wurde, eine Rücksichtnahme, welche häufig und selbst von massgebenden Control-Ingenieuren nicht beobachtet wird, jedoch unzweifelhaft geboten ist.

Die Brücken-Constructionen der Linie Kriegsdorf-Römerstadt wurden durch die Erzherzogliche Industrial-Verwaltung in Teschen um Pauschalpreise ausgeführt, wonach die acht Stück kleinen Brücken auf fl. 1329, die Mohra-Brücke auf fl. 8201 und die Politz-Brücke auf fl. 7612 zu stehen kam, woraus für Blechbrücken der Preis von fl. 21.66, für das Schmiedeeisen der Fachwerkbrücken fl. 22.49, für das Gusseisen aller Brücken fl. 13.33 per 100<sup>kg</sup> Brücken-Construction resultirt, was einem Durchschnittspreise von fl. 22.06 entspricht. In diesen Preisen ist der Anstrich und das Montirungsgerüste inbegriffen.

Die Brücken wurden bei der behördlichen Belastungsprobe mit einer schweren Sechskuppler- und einer Localbahn-Locomotive befahren, wobei einzelne Constructionstheile mit bis 900<sup>kg</sup>, die Bahnschienen aber mit 1200<sup>kg</sup> per Quadrat-Centimeter beansprucht wurden; das Ergebniss war ein vollkommen befriedigendes.

Tabelle I.

Ueber die Gewichte der Localbahn-Brücken.

Post Nr.	Linie	Lichtweite der Construction in Meter	Stützweite L der Construction in Meter	Art der Construction	Verhältniss der Trägershöhe zu L	Winkel der Widerlager zur Construction Achse	Richtung der Bahn-Achse	Gesetzliche Verkehrslast pr. laufend. Meter Geleise in Kilogr.	Schmiedeeisen-Gewicht		Gussseisengewicht im Ganzen Kilogr.	Stahlgewicht	Bleigewicht	Anmerkung
									Gesamtwegicht	per Meter Stützweite				
A. Fahrbahn „oben“.														
1	Kriegsdorf-Römerstadt ..	2·00	2·40	Blechträger	$\frac{1}{8\cdot9}$	90°	Gerade	14333	487	203	86	.	.	In den Gesamtgewichten ist das Gewicht der allfälligen Geländerbestandtheile nicht mit inbegriffen.
2	Unterdrauburg-Wolfsberg	2·00	2·40	"	$\frac{1}{8\cdot9}$	"	"	14333	518	216	118	.	.	
3	" "	3·00	3·40	"	$\frac{1}{11\cdot7}$	"	"	12667	963	283	131	.	.	
4	Mürzzuschlag-Neuberg ..	4·00	4·40	"	$\frac{1}{11\cdot6}$	"	Uebergangscurve R = 150	11000	1347	306	129	.	.	
5	Unterdrauburg-Wolfsberg	5·00	5·40	"	$\frac{1}{10\cdot8}$	"	Gerade	9867	1809	335	150	.	.	Hat keine Fahrbahnträger.
6	" "	8·00	8·50	"	$\frac{1}{9\cdot3}$	"	Uebergangscurve R = 200	8833	3614	425	168	.	.	
7	Kriegsdorf-Römerstadt ..	21·39	22·88	Fachwerkträger mit parallelen Gurten	$\frac{1}{10}$	57°	Gerade	4970	17249	753	327	.	.	
8	Unterdrauburg-Wolfsberg	40·00	41·20	"	$\frac{1}{9}$	90°	zum Theil im Bogen	4000	51075	1239	3979	97	663	
9	" "	52·50	54·00	"	$\frac{1}{9}$	"	zum Theil im Bogen	4000	85423	1582	6102	126	881	
10	" "	80·00	82·00	"	$\frac{1}{9}$	"	Gerade	4000	210107	2562	8424	153	1370	
B. Fahrbahn „versenkt“ und „unten“.														
11	Unterdrauburg-Wolfsberg	2·00	2·40	Blechträger	$\frac{1}{10}$	90°	Gerade	14333	721	300	191	.	.	Fahrbahn „versenkt“.
12	Mürzzuschlag-Neuberg ..	3·00	3·40	"	$\frac{1}{10\cdot6}$	"	"	12667	1501	441	266	.	.	
13	" "	3·60	4·40	"	$\frac{1}{10\cdot5}$	60°	R = 150	11000	2159	491	266	.	.	
14	" "	5·00	5·40	"	$\frac{1}{10\cdot5}$	90°	R = 200	9867	2696	499	261	.	.	
15	Unterdrauburg-Wolfsberg	6·00	6·60	"	$\frac{1}{10}$	"	Gerade	9467	3583	543	150	.	.	Fahrbahn „unten“.
16	" "	7·56	8·50	"	$\frac{1}{9\cdot3}$	52°	Uebergangscurve R = 150	8833	5274	620	168	.	.	
17	" "	8·00	8·60	"	$\frac{1}{9\cdot4}$	90°	Gerade	8800	7143	831	168	.	.	
18	" "	10·00	10·80	"	$\frac{1}{10\cdot1}$	"	"	8067	9327	864	184	.	.	
19	Kriegsdorf-Römerstadt ..	16·00	17·17	Halbparabelträger	$\frac{1}{7\cdot2}$	61°	R = 175	5940	16728	974	327	.	.	Fahrbahn „unten“.
20	Unterdrauburg-Wolfsberg	36·00	37·10	Schwedlerträger	$\frac{1}{5\cdot3}$	90°	Gerade	4000	40044	1079	2010	44	342	
21	Mürzzuschlag-Neuberg ..	45·00	46·40	Halbparabelträger	$\frac{1}{6\cdot6}$	"	"	4000	57816	1246	2235	64	416	

Ich erwähne hier noch eines hiehergehörigen Vorganges, welcher die Schaffung eines Mittels bezweckt, wodurch es jederzeit zu constatiren möglich wird, ob bei den Brückenträgern bleibende Einsenkungen aufgetreten sind.

Solche Einsenkungen können in Folge zufälliger, ungewöhnlicher Inanspruchnahmen, oder auch in Folge langjähriger normaler Benützung auftreten. Auch kann hiedurch constatirt werden, ob die durch das Protokoll über die Belastungsprobe constatirten elastischen Einsenkungen eine Aenderung erlitten haben. Dieser Vorgang besteht bei der k. k. Direction für Staats-Eisenbahn-

bauten in der Anbringung von Höhenmarken an den Trägern. Solche Marken sind bei allen Brücken von mehr als 10<sup>m</sup> Lichtweite, welche sich auf den durch die genannte Direction dem Verkehre zugeführten Linien in der Gesamtlänge von 560<sup>km</sup> befinden, angebracht worden, und zwar nach folgenden Grundsätzen:

1. Die Anbringung erfolgte circa vier Wochen nach der Betriebs-Eröffnung der Bahn bei unbelasteter Brücke; sämtliche Höhenmarken je eines Trägers lassen sich von einem Standpuncte aus übersehen, und dieser ist so gewählt, dass die Marken auch bei belasteter Fahrbahn anvisirt werden können.



Die von je einem Standpunkte aus zu übersehenden Marken liegen in ein und derselben horizontalen Ebene.

2. Die Markirung geschah durch einen kräftigen Körner und wird unterhalb des Markenmittels ein 1<sup>cm</sup> breiter horizontaler Streifen mit rother Farbe angestrichen, so dass die Oberkante des Streifens genau durch das Mittel des Körners geht.

3. Die Marken wurden den betriebsführenden Directionen protokollarisch übergeben.

### **Oberbau, Hochbau, Bahnabschluss, Signale und Fahrbetriebsmittel.**

Das Geleise besteht aus Stahlschienen von 23·7<sup>kg</sup> Gewicht per Meter; diese Schienen werden durch vollbeladene schwerste Güterwagen sowohl, als durch die nachstehend beschriebene Localbahn-Locomotive mit 1000<sup>kg</sup> per Quadrat-Centimeter beansprucht.

Die Schienen sind in der Regel 7·0<sup>m</sup> lang; zum Gebrauche in den Bögen wurden aber auch solche von 6·9<sup>m</sup>, ferner zum Gebrauche bei den Brücken solche von 6·0<sup>m</sup> und bei den Weichen von 6·0<sup>m</sup> und 5·0<sup>m</sup> Länge angefertigt. Die Schienen wurden vom Teplitzer Stahlwerk zum Preise von fl. 12·90 per 100<sup>kg</sup> loco Kriegsdorf geliefert.

Die Schwellen sind aus Fichten- und Tannenholz; sie wurden zum Preise von 30 kr. per Stück loco Lagerplatz an der Linie geliefert; ihre Beistellung bildet, da Schwellen sonst 80 kr. kosten, eine Beitragsleistung von Interessenten.

Die Schwellen wurden nicht imprägnirt; sie sind 2·3<sup>m</sup> lang und 14<sup>cm</sup> hoch;  $\frac{3}{4}$  derselben haben eine Auflagerfläche von 15<sup>cm</sup>,  $\frac{1}{4}$  von 20<sup>cm</sup> Breite, und es sind mit Rücksicht auf diese geringe Breite neun Stück Schwellen per 7<sup>m</sup> langem Schienenstoss verwendet worden, während bei den andern vorerwähnten Localbahnen acht Schwellen von 20<sup>cm</sup> Auflagerbreite angewendet werden. Der Schienenstoss ist freitragend, in den Bögen sind keine Spurbolzen angebracht. Das Verführen der Oberbau-Materialien auf der Strecke selbst und das Oberbaulegen kosteten per Meter Geleise 63 kr.; der Bahnschotter kostete einschliesslich der Einbringung per Kubikmeter, gemessen im Bahnkörper, 96 kr. Es stellen sich daher die Kosten des currenten Oberbaues einschliesslich einer vierwöchentlichen Erhaltung und einiger Reserve-Materialien per Meter auf fl. 8·88.

Die Stationspläne sind auf Blatt Nr. 19 dargestellt und hinreichend charakterisirt.

Die Entfernung der Geleisemittel ist in Kriegsdorf 4·75<sup>m</sup>, in allen übrigen Stationen 4·0<sup>m</sup>.

Die Weichen ruhen auf Unterzugsblechen und hölzernen Querschwellen; sie haben keine Signalständer. Die Kreuzungen sind aus Hartguss hergestellt; der Kreuzungswinkel beträgt 7°. Drehscheiben kommen nicht vor, indem gestattet wurde, dass die Locomotive von Römerstadt nach Kriegsdorf verkehrt fahre.

Die Gesamtkosten des Oberbaues der Stations-Erweiterung in Kriegsdorf betragen circa fl. 14·000, die der Localbahn einschliesslich der Stationsplätze per Kilometer Bahnlänge fl. 10·470.

Die Hochbauten, Blatt Nr. 19, sind aus dauerhaften Materialien und diesbezüglich ganz gleich solchen von Hauptbahnen ausgeführt worden. Ihr Umfang beschränkt sich jedoch auf den zu erwartenden geringen Verkehr, dürfte damit aber doch für lange Zeit genügend sein. Die Grundrisse sind so entwickelt, dass, soweit es anging, die Räumlichkeiten für verschiedene Zwecke

in ein Gebäude untergebracht wurden. Es enthalten daher die Aufnahmsgebäude nebst den Warteräumen, dem Bureau und den Beamtenwohnungen, im Dachgeschoss die Wohnungen für Wächter, und entfiel hiedurch der Bau von Wächterhäusern in den Stationen durchwegs; in Friedland aber wurde sogar der Güterschuppen als Anbau an das Aufnahmsgebäude ausgeführt. Sämmtliche Aufnahmsgebäude und die Locomotivremise in Römerstadt haben gemauerte Umfassungswände, welche aussen in Steinrohbau, unter Anwendung von Ziegelrohbau für die Einfassungen und Hauptgesimse gehalten sind. Die Güterschuppen haben gemauerte Sockel und über Perronhöhe verschaltete Holzwände. Das Wasserstationsgebäude in Römerstadt, das einzige dieser Bahn, ist dem vorher ausgesprochenen Grundsatz gemäss als Anbau an die Locomotivremise ausgeführt; das Reservoir wird mittelst einer 660<sup>m</sup> langen Wasserleitung mit gegen 22<sup>m</sup> natürlichem Gefälle durch eine Quelle mit Wasser versehen.

Sämmtliche Gebäude sind mit Schiefer eingedeckt. Die Tabelle II enthält weitere Details über den Umfang und die Kosten des Hochbaues; ich erwähne daher hier nur noch, dass die Adaptirungs- und Zubauten in Kriegsdorf circa fl. 11·100, das Wächterhaus bei Kilometer 1·1 fl. 1600, die Station Friedland 7500, Stohl fl. 8500 und Römerstadt fl. 27·300 kosten, was für die Localbahn selbst fl. 3260 per Kilometer Bahnlänge ergibt.

Die Ausrüstung der Hochbauten mit Mobilien, Lampen etc. kostete per Kilometer Bahnlänge fl. 335.

Ueber den Abschluss der Bahn ist zu bemerken, dass die Bahn fast ganz ohne Einfriedung blieb, und selbst die Vorplätze der Stationen von den Geleisen nicht abgeschlossen wurden. Der Abschluss beschränkte sich thatsächlich auf einige Stellen, wo der Verkehr auf Strassen und Wegen durch die Bahnanlage gefährdet war, und es sind dort Einfriedungen aus Rundholz ausgeführt worden. Um die Bahn vor Schneeverwehungen zu schützen, wurden 800<sup>m</sup> Schneehürden beigestellt. Der Verkehr über die Bahn erfolgt, mit Ausnahme eines Falles, in der Höhe des Geleises, und kommen hiebei Kreuzungswinkel bis zu 45° vor. Solcher Uebergänge sind durchschnittlich 2·7 per Kilometer Bahnlänge ausgeführt, und nur bei den frequenteren — ungefähr der Hälfte derselben — sind Schotter-Abschlusschwellen angebracht, um den Fuhrwerken den Uebergang zu erleichtern. Eine Abschränkung der Wegübergänge findet nicht statt, jedoch ist bei jedem derselben auf einer Seite, 3<sup>m</sup> vom Geleismittel, eine Warnungstafel aufgestellt, welche auf beiden Seiten in sehr leserlichen Lettern die Warnung enthält: „Das Gehen, Reiten und Fahren über die Bahn zur Zeit des Zugsverkehrs, sowie die Benützung der Bahn als Weg ist verboten.“

Es sind ferner die Gefällsbrüche durch Zeiger, die Zehntel-Kilometer durch Pföcke, und die Kilometerpunkte durch behauene Steine bezeichnet worden. Der Bahnabschluss, die Schneeschutzwände und die Bahnzeichen kosten per Kilometer Bahnlänge fl. 210.

Ueber die Signalmittel ist zu bemerken, dass Stations-Deckungssignale, Weichensignale und Wächter-Glockenapparate im Allgemeinen entfielen und nur die Abzweigungsstelle an der Hauptbahn bei Kilometer 1·1 mit diesen Mitteln ausgerüstet wurde. Diese ist nach der Hauptlinie sowohl, als nach der Zweigbahn hin, durch ein von der Station Kriegsdorf zu bedienendes elektrisches, gekuppeltes Distanzsignal gedeckt, überdies wird aber die Stellung der Abzweigungsweiche durch ein elektrisches Läutewerk vom Stationsbeamten in Römerstadt controlirt.

**Tabelle II.**  
**Ueber die Hochbauten.**

Gegenstand	Erweiterung der Station Kriegsdorf		Wächterhaus bei Kilo- meter 1·1		Station Friedland an der Mohra		Station Stohl- Karlsdorf		Station Römerstadt		Bemerkung
	Fläche □ Mtr.	Kosten fl.	Fläche □ Mtr.	Kosten fl.	Fläche □ Mtr.	Kosten fl.	Fläche □ Mtr.	Kosten fl.	Fläche □ Mtr.	Kosten fl.	
Aufnahmegebäude adaptirt .....	160	2250	.	.	.	.	.	.	.	.	Unter Fläche steht das Ausmass der verbauten Fläche.
Aufnahmegebäude mit Erdgeschoss und Dachstock .....	.	.	.	.	103	5200	123	6450	.	.	
Aufnahmegebäude mit I. Stock und Dachstock .....	.	.	.	.	.	.	.	.	123	9400	
Veranda .....	96	1200	.	.	.	.	.	.	37	600	
„ mit Passagierabort und Magazin	43	1950	.	.	.	.	.	.	.	.	
Passagierabort .....	.	.	.	.	9	550	9	550	9	550	
Güterschuppen .....	.	.	.	.	.	.	36	790	72	1450	
„ als Anbau an das Auf- nahmegebäude .....	.	.	.	.	60	1200	.	.	.	.	
Verladerampe, ohne Anschüttung .....	.	.	.	.	.	.	124	350	212	800	
Locomotivremise, provisorisch für 1 Stand	74	2150	.	.	.	.	.	.	.	.	
„ definitiv für 2 Stände .....	.	.	.	.	.	.	.	.	140	3400	
Casernen-Anbau und Kohlendepôt .....	18	450	.	.	.	.	.	.	.	.	
Brückenwaage .....	.	.	.	.	.	.	.	.	8	2000	
Wasserstation als Anbau an die Remise	.	.	.	.	.	.	.	.	22	1300	
Wasserleitung und Krahn .....	.	1950	.	.	.	.	.	.	.	4720	
Entleerungsgruben sammt Krahnfunda- ment .....	.	1150	.	.	.	.	.	.	.	560	
Kohlenschuppen .....	.	.	.	.	.	.	.	.	52	720	
Kohlenrutschen .....	.	.	.	.	44	190	.	.	360	1440	
Wächterhaus sammt Brunnen und Neben- gebäude .....	.	.	39	1600	.	.	.	.	.	.	
Hausbrunnen der Stationen .....	.	.	.	.	.	360	.	360	.	360	
Zusammen...	.	11100	.	1600	.	7500	.	8500	.	27300	

Summe fl. 56000

In den Stationen sind Morsé'sche Apparate aufgestellt, und es wird der Verkehr durch eine eindrähtige Telegraphen-Leitung bewirkt.

Die Kosten aller Signalmittel betragen per Kilometer Bahnlänge fl. 385.

Die Fahrbetriebsmittel wurden nach dem Grundsatz beschafft, dass keine Locomotive, wohl aber die beladenen Güterwagen von der Hauptbahn auf die Zweigbahn übergehen sollen. Es wurden zwei Tender-Locomotiven, zwei combinirte Post- und Conducteur-Wagen und vier Personenwagen beige stellt. Die Locomotive wiegt 25·9 Tonnen, sie hat drei Achsen, wovon die vorderste mit 8·3, die mittlere mit 8·9, die letzte mit 8·7 Tonnen belastet ist. Die Achsenabstände sind, von den Enden und unter sich in der gleichen Ordnung genommen, 2·14, 1·55, 1·15 und 2·95<sup>m</sup>. Diese Locomotive belastet sonach den Oberbau nicht nennenswerth mehr, als die beladenen Güterwagen; ihre Leistungsfähigkeit ist auf Kriegsdorf-Römerstadt 150 Tonnen. — Die Fahrbetriebsmittel sind in unserer Zeitschrift bereits beschrieben worden; ich erwähne daher nur noch, dass die Kosten des Fahrparkes per Kilometer Bahnlänge fl. 4680 betragen, und gehe über auf eine kurze Charakteristik des Betriebes der gegenständlichen Bahnlinie.

#### Betrieb der Bahn.

Der Bau der Linie wurde am 13. Juni 1877 in Angriff genommen; am 15. October 1878 wurde die Linie dem Betriebe übergeben. Die vor dem Tage der Betriebseröffnung schon aufgelaufenen Kosten für Gehalte, Löhne, Commissions- und Material-Züge u. s. w. im Betrage von fl. 120 per Kilometer Bahnlänge

wurden aus dem Baufonde bestritten. Der Betrieb ist vorläufig der Mährisch-schlesischen Centralbahn übertragen. Der bezügliche Vertrag beruht auf der Voraussetzung, dass in Betreff der Leistungen für die Post- und Telegraphen-Verwaltung, sowie in Bezug auf die Beförderung von Militär-Transporten die für die Centralbahn massgebenden Bestimmungen auch für die Zweigbahn Geltung haben.

Der Vertrag sagt:

Die Kosten etwaiger fernerer Neubauten, sowie alle Mehranschaffungen an Inventarstücken und Fahrbetriebsmitteln treffen das Aerar.

Für Schäden aus dem Verkehrs- und Rangirdienste hat die Centralbahn aufzukommen, dagegen nicht für Bauschäden und Fälle höherer Gewalt.

Ueber die Zweigbahn wird eine getrennte Rechnung geführt, und es erfolgt die Vertheilung der auf der Zweigbahn erzielten Einnahmen zwischen der Staatsbahnlinie und der Centralbahn im Verhältniss der zurückgelegten Kilometerzahl.

Die Vertheilung der Betriebsausgaben erfolgt auf Grund nachstehender Bestimmungen:

Die Kosten der allgemeinen Verwaltung und des Bahnarztes werden mit fl. 4500 pauschalirt. Die Kosten der Grund- und Gebäudesteuern, der Feuer-Assecuranz, der Bahnaufsicht und Bahnerhaltung von der Abzweigungsweiche an belasten die Staatsbahn, überdies aber ein Antheil von fl. 950 an den Kosten des Strecken-Chefs und des Wächterpostens bei der Abzweigung, ferner treffen die Staatsbahnlinie  $\frac{1}{2}$  der Kosten für die Grund- und Gebäudesteuern, die Feuer-Assecuranz und die Erhaltung der Geleise und Gebäude der gemeinschaftlichen Anlagen in Kriegs-

dorf und an der Abzweigungsstelle, einschliesslich der Beleuchtung derselben.

Die Erhaltungskosten der Locomotivremise mit Casernen in Kriegsdorf, sowie des letzten Geleises sammt Stockgeleise treffen die Zweigbahn allein.

Von den Kosten für den gesammten Verkehrs- und commerciellen Dienst kömmt ein Betrag von 24% der Transport-Einnahme auf die Staatsbahn.

Es werden ferner bezahlt für den Zugförderungs- und Werkstättendienst, und zwar für die eigentliche Zugförderung ein Betrag von 8% der Transport-Einnahme; für die Erhaltung des ärarischen Fahrparkes die wirklichen Erhaltungskosten sammt einem Regiezuschlag zu den Löhnen von 80%, jedoch ohne die Anrechnung einer besonderen Transportgebühr von Kriegsdorf in die Werkstätte und zurück. Für die Erhaltung und Miethe des Lastwagenparkes wird ein Betrag von 13% der Einnahme des Frachtenverkehrs entrichtet.

Eine weitere Bestimmung des Vertrages betrifft den Fall, als die Einnahmen der Römerstädter Staatsbahn sich so niedrig stellen sollten, dass dieselben nach Abzug der Steuern fl. 19.500 nicht erreichen. In diesem Falle solle nämlich nichtsdestoweniger der Betrag von fl. 19.500 als Minimalbetrag der jährlichen Betriebs-Auslagen in Rechnung gestellt werden.

Gleichzeitig hiemit wurde überdies ein anderer Vertrag mit der Centralbahn abgeschlossen, welcher die Besitz- und Betriebsfrage der gemeinschaftlichen Anlagen in ihren Grundzügen und unabhängig davon, wer den Betrieb führt, während der ganzen Concessionsdauer der Centralbahn regelt. Ich darf letzteren nun wohl übergehen und bemerke nur, dass die gesammten Anlagen in Kriegsdorf und die Weiche sowie die Deckungssignale an der Abzweigungsstelle ein alleiniges Eigenthum der Centralbahn wurden, wogegen auf diesen Anlagen und der Bahnstrecke zwischen denselben ein Servitut in Betreff der Mitbenützung seitens der Römerstädter Staatsbahn haftet.

Ich erwähne endlich noch, dass gegenwärtig nach beiden Richtungen je drei Züge verkehren, von welchen zwei nur aus einem Conductor- und einem Personenwagen bestehen; diese Züge befördern per Monat 900 Personen und 1800 Tonnen Güter. Indem sonach zwei Züge täglich mit durchschnittlich nur je fünf Personen und etwas Reise-Effecten verkehren, ist wohl die Vermuthung erlaubt, dass hier auf leichtere Verkehrsmittel übergegangen werden wird, sobald solche anderswo sich bewährt haben werden.

Die kilometrischen Einnahmen betragen per Monat fl. 110, was für die ganze Bahn eine Jahres-Brutto-Einnahme von circa fl. 20.000 ergeben dürfte.

Der Bahnerhaltungsdienst wird von einem Strecken-Chef und fünf Bahnwächtern, der commerciale Dienst von vier Beamten und vier Dienern, endlich der Zugförderungsdienst von einem Locomotivführer, zwei Heizern, drei Conducteuren und vier Packern bewirkt.

#### Schlusswort.

Ueberblicken wir das Gesagte, so finden wir, dass die Bahn in allen Theilen so solid und betriebsfähig ausgeführt ist, dass sie in dieser Beziehung keiner Hauptbahn nachsteht, wie sie sich überhaupt von Hauptbahnen nur durch die geringere Fahrgeschwindigkeit und die leichtere Locomotive unterscheidet. Dabei betragen die Gesammt-Herstellungskosten, die sich aus den bei

den einzelnen Capiteln angegebenen Posten und einem Zuschlag für die Vorarbeiten, die Projectverfassung und die Bauleitung entwickeln, für die Erweiterungsbauten in Kriegsdorf circa fl. 27.800, für alles Uebrige aber fl. 34.100 per Kilometer Bahnlänge, so dass das ganze Bauwerk auf rund fl. 497.000 zu stehen kömmt.

fl. 34.100 per Kilometer sind also das Endergebniss!

Um diese Ziffer zu illustriren, will ich sie mit den Zahlen vergleichen, welche der letzte, d. i. der III. Band der ungarischen Eisenbahn-Statistik (erschienen 1874) enthält.

Ich finde da nur zwei Bahnen, welche unter diesen Kosten bleiben, dies sind die von der k. k. priv. österr. Staats-Eisenbahngesellschaft gebauten Secundärbahnen Valkany-Perjámos und Vojtek-Nagy-Bogsán; diese Linien sind zusammen 92<sup>km</sup> lang und kosten per Kilometer nur  $\frac{3}{4}$  soviel, als Kriegsdorf-Römerstadt gekostet hat. Die Bahnen liegen im denkbar günstigsten Terrain; eine grössere Brücke, die darauf vorkommt, ist in Holz ausgeführt, die Herstellung ist eine solide, ökonomische und kunstgerechte.

Die Secundärbahn Miskolcz-Bánréve kostet 1.4mal, die Altsohl-Neusohler, Füzes-Abony-Erlauer und Vamos-Györk-Gyöngöser, ferner die Gömörer Localbahnen kosten alle 1.7mal, die Hauptbahnen Hatvan-Szolnok und Hatvan-Miskolcz kosten 2 $\frac{1}{4}$ mal soviel als Kriegsdorf-Römerstadt.

Im Vergleiche mit den Angaben im letzten, d. i. im IV. Bande der österreichischen Eisenbahn-Statistik (erschienen 1876) ergibt sich, dass die billigste Bahn, nämlich die Linie Salzburg-Hallein 2.1mal, die nächstbilligste, die Linie Lemberg-Stry 2.6mal, die Ostrau-Friedlander Bahn 2.7mal, die Linie Lundenburg-Grussbach 3.6mal, die Kaiser Franz Josefs-Bahn 4.0mal so theuer ist als die Linie Kriegsdorf-Römerstadt.

In all' den der Statistik entnommenen Kostenziffern sind auch die Kosten der Geldbeschaffung inbegriffen, was wohl Mitursache sein wird, dass uns diese Ziffern zumeist sehr hoch vorkommen.

So sehr ich glaube, dass dieses Ergebniss für ein befriedigendes erkannt werden wird, so wenig möchte ich aber für eine typengemässe Wiederholung der hier beobachteten Vorgänge eintreten. Ich glaube vielmehr, der Grundsatz: beim Baue alles Provisorische zu vermeiden, — ein Grundsatz, welcher bei Staatsbauten volle Berechtigung hat, könne in Fällen, wo Corporationen das Baucapital nur mit grossen Schwierigkeiten beschaffen, theilweise aufgegeben werden. Auf den vorliegenden Fall angewendet, könnte unter solchen Verhältnissen:

Die Breite des Bahnplanums von 4.0<sup>m</sup> und die der Widerlager von 4.3<sup>m</sup> auf 3.8<sup>m</sup> verkleinert werden.

Diese Breite des Unterbau-Planums ist auf ungarischen Secundärbahnen, z. B. auf Altsohl-Neusohl, thatsächlich angewendet. Die Damm- und Einschnittböschungen können etwas steiler gehalten werden, als hier der Fall war; die grösseren Brücken können ganz in Holz, und zwar mit Oeffnungen von circa 10<sup>m</sup> Lichtweite ausgeführt werden. Die Locomotiven können noch leichter gehalten, die Brücken nach den Fahrbetriebsmitteln berechnet werden, welche thatsächlich auf der Bahn verkehren, und für den Oberbau dürften wohl Stahlschienen von 18 bis 20<sup>kg</sup> Gewicht genügen, welche Gewichte auch von den Ingenieuren Béral und de Basire dem französischen Handelsminister empfohlen wurden.

Die Brückenbedielungen können zumeist, die Steigungszeiger und die Warnungstafeln können — mit gutem Gewissen — ganz fallen gelassen werden.

Die kilometrischen Baukosten würden hiedurch um fl. 2000 bis fl. 3000 weiter herabgedrückt werden, ohne dass die Erhaltungs- und Betriebskosten nennenswerth benachtheiligt würden.

Wärmstens empfehle ich aber bei Linien, wo grössere Neigungen vorkommen, die systematische Berücksichtigung der Bogenwiderstände in den Maximalsteigungen.

Aus der Thatsache, dass die Linie Kriegsdorf-Römerstadt trotz ihrer sparsamen Ausführungsart anstandslos, ja sogar sehr vortheilhaft betrieben werden kann, lässt sich ferner der trostreiche Schluss ziehen, dass mancher unserer schlecht rentirenden Bahnen mit geringem Verkehre auch jetzt noch zu helfen ist, wenn nur eine geringere Fahrgeschwindigkeit eingeführt und alle Apparate aufgelassen werden, welche dann unnöthig, unpassend und schädlich werden.

## Graphische Bestimmung des Erddruckes an eine ebene Wand

mit Rücksicht auf die Cohäsion des Erdreiches.

Von

F. Klemperer, Ingenieur.

(Mit Zeichnungen auf Blatt Nr. 20.)

Bei der Bestimmung des Erddruckes zum Zwecke praktischer Bau-Ausführungen hat man bisher auf die Cohäsion des Erdreiches entweder gar keine oder nur insofern Rücksicht genommen, als man dieselbe bei der Wahl des Sicherheits-Coëfficienten mitsprechen liess. Obzwar das erstere in jenen Fällen, wo man von dem regelmässigen Vorhandensein der Cohäsion in allen Erdschichten nicht überzeugt ist oder befürchten muss, dass dieselbe mit der Zeit zerstört werden könne, vollständig gerechtfertigt erscheint, ist das letztere Verfahren nur durch die Umständlichkeit der diesbezüglichen Untersuchungen einigermassen zu entschuldigen.

Denn ebenso wie der Umstand, dass die gesammte Erddruck-Theorie mit Rücksicht auf die erwiesenermassen ungerechtfertigte Annahme einer ebenen Bruchfläche nur eine Näherungstheorie ist, nicht die wissentliche Ausserachtlassung irgend eines Factors begründen kann, muss auch der in neuerer Zeit manchmal ausgesprochenen Ansicht, dass die gleichzeitige Berücksichtigung von Cohäsion und Reibung überhaupt unzulässig sei, da letztere erst in Wirksamkeit treten könne, nachdem die erstere bereits vernichtet sei, entgegengetreten werden.

Gerade aus den Versuchen, welche zur Ermittlung der Cohäsions-Coëfficienten gemacht worden sind, nämlich aus der Beobachtung der Cohäsionshöhe des Erdreiches (vergl. Rebhann: „Theorie des Erddruckes und der Futtermauern“), geht hervor, dass in der That beim Abgleiten eines Theiles einer Erdmasse ausser dem vollständigen Reibungswiderstande in der Trennungsfläche noch ein anderer, der Grösse dieser proportionaler Widerstand überwunden werden muss.

Es mag zwar dahingestellt bleiben, ob es vollständig gerechtfertigt erscheint, diesen Widerstand als Cohäsion zu bezeichnen; gegen eine Berücksichtigung desselben bei weiteren Untersuchungen kann jedoch ein Einwand nicht erhoben werden.

Nach dem Gesagten dürfte die folgende Untersuchung, beziehungsweise die sich aus derselben ergebende Construction, welche es ermöglicht, Erddruck und Bruchfläche eines cohärenden Erdreiches in einfacher und sicherer Weise zu bestimmen, für Manchen auch von praktischem Werthe sein; dabei wird es sich nur um Grösse und Richtung des Erddruckes handeln, da die graphische Bestimmung des Druckmittelpunctes mit Hilfe der bekannten Methoden keinen weiteren Schwierigkeiten unterliegt. Das einzuschlagende Verfahren ist ähnlich demjenigen, welches Professor Culmann in seinem Werke: „Die graphische Statik“ veröffentlicht und diesen zu einer Näherungs-Construction geführt hat.

Der leichteren Darstellungsweise wegen soll die Untersuchung sich zunächst auf ein cohäsionsloses Erdreich beziehen und dann auf den eigentlich zu betrachtenden Fall ausgedehnt werden; vorher mögen noch einige nothwendige Bemerkungen über die Richtung des Erddruckes Platz finden.

Wenn ein Theil des durch eine Wand gestützten Erdreiches beim Nachgeben dieser abrutscht, so findet ausser in der Bruchfläche auch an der Wand ein Gleiten statt \*). Je nachdem der Reibungswiderstand an der Wand kleiner oder grösser ist als der Zusammenhalt des Erdreiches, findet das Gleiten in der Wandfläche selbst oder in der dieser unendlich benachbarten Erdschichte statt. Im ersten Falle ist der Winkel, welchen der Erddruck mit der Normalen zur Wandfläche einschliesst, gleich dem der Reibung zwischen Wand und Erdreich entsprechenden Reibungswinkel  $\alpha$ , im letzteren Falle und bei cohäsionslosem Erdreiche gleich dem Reibungs- oder natürlichen Böschungswinkel  $\alpha$  desselben; bei cohärendem Erdreiche jedoch ist die Richtung des Erdwerkes dann von der Grösse desselben abhängig und daher im Vorhinein nicht bestimmt. Wie dieser Unbestimmtheit in einfacher Weise Rechnung getragen werden kann, wird erst später gezeigt werden, vorläufig wird angenommen, dass die Richtung des Erddruckes stets bekannt und gegeben sei durch den Winkel  $\beta$ , welchen sie mit der Horizontalen einschliesst.

In Fig. 1 ist  $Aa$  die ebene Wand,  $aa'$  die obere Begrenzung des cohäsionslosen Erdreiches,  $AA'$  die durch den Fuss der Wand gezogene Horizontale,  $AY$  die natürliche Böschungfläche, also  $\angle A'AY = \alpha$ , ferner  $An$  ein beliebiger durch den Fuss der Wand geführter ebener Schnitt des Erdreiches und  $\varphi$  sein Neigungswinkel gegen die Horizontale. Die Untersuchung bezieht sich dabei auf einen Erdkörper, dessen senkrecht zur Ebene der Zeichnung stehende Länge = 1 ist.

Der der Erddruck-Richtung parallele Druck  $D_n$ , welchen das Erdprisma  $Aan$  auf die Wand ausüben würde, wenn der gesammte in  $An$  schlummernde Reibungswiderstand zur Geltung käme, ist so zu bestimmen, dass die Resultirende  $R_n$  aus der diesem Drucke gleich und entgegengesetzten Reaction der Wand und aus  $G_n$  (dem Gewichte des Erdprisma's  $Aan$ ) mit der Normalen zu  $An$  den Reibungswinkel  $\alpha$  einschliesst \*\*).

\*) Mit Ausnahme des hier nicht weiter zu betrachtenden, da bei ebener Wand in der Praxis nie vorkommenden Falles, dass diese überhängend und eine gewisse Lage überschreitet, bei welcher zwei Bruchflächen im Erdreiche entstehen.

\*\*) Hier wie in der Folge kann über die Richtung, nach welcher von der Normalen aus der Winkel aufzutragen ist, ein Zweifel nicht entstehen, da dieselbe sich aus der Richtung der, der Bewegung des Erdprisma's entgegenwirkenden Widerstände in jedem Falle leicht ergibt.

In dem Kräfte dreieck 1, 2, 3 (Fig. 1 a) ist demnach:

$$\angle 123 = 90 - \beta,$$

$$\angle 213 = \varphi - \alpha.$$

Diese Kräftezusammensetzung kann man auch direct in Fig. 1 vornehmen, indem man

$$A n_1 = G_n$$

und

$$\angle A n_1 N = 90 - \beta$$

macht, dann stellt  $n_1 N$  die Grösse des gesuchten Druckes  $D_n$  dar.

Wiederholt man dasselbe Verfahren für mehrere andere Schnitte  $A b$ ,  $A c$ ,  $A d \dots$ , so bilden die dabei erhaltenen Punkte  $B$ ,  $C$ ,  $D \dots N$  die Ecken eines Polygons, welches, wenn man die Schnitte unendlich nahe legt, in eine Curve übergeht. Diese Curve soll in der Folge Erddruck-Curve, die Richtung  $n_1 N$  Orientirungs-Richtung genannt werden.

Betrachtet man  $A$  als Scheitel und  $A Y$  als Abscissenachse eines Coordinaten-Systems, dessen Ordinatenachse  $xx'$  parallel der Orientirungs-Richtung  $OR$  ist, so kann man die Eigenschaften der Erddruck-Curve in folgendem Satze aussprechen:

Führt man durch den Fuss der Wand einen beliebigen ebenen Schnitt, so stellt die Abscisse seines Durchschnittspunctes mit der Erddruck-Curve das Gewicht des durch ihn und die Wand begrenzten Erdprisma's vor, während die Ordinate desselben die Grösse des Druckes gibt, welchen dieses Prisma auf die Wand ausüben würde, wenn in dem Schnitte der gesamte in demselben schlummernde Reibungswiderstand zur Geltung käme.

Daraus, dass dieser Druck ein Maximum für denjenigen Schnitt wird, welcher mit der Bruchfläche zusammenfällt, folgt, dass diese durch den Culminationspunct der Erddruck-Curve, also durch jenen Punct derselben hindurchgeht, in welchem die Tangente parallel zu  $A Y$  ist, und dass die Ordinate dieses Punctes die Grösse des wirklichen Erddruckes darstellt. Aus der Aehnlichkeit der entstehenden Dreiecke folgt ferner, dass Ordinate und Abscisse eines jeden Punctes der Bruchfläche sich verhalten wie Erddruck und Gewicht des Bruchprisma's.

Das sich hieraus ergebende allgemeine Verfahren zur Bestimmung der Bruchfläche und des Erddruckes eines cohäsionslosen Erdreiches bedarf keiner weiteren Erläuterung. Professor Culmann weist mit Hilfe der neueren Geometrie nach, dass bei ebener Begrenzung des Erdreiches die erhaltene Curve eine Hyperbel ist, und leitet hieraus eine directe Construction der Bruchfläche für diesen Fall ab; man kann jedoch ohne eine derartige Untersuchung auch auf folgende einfache Weise zu einer solchen Construction gelangen.

Zu dem Zwecke wähle man den Kräftemassstab so, dass das Gewicht des von der Wand und der natürlichen Böschungsfäche begrenzten Erdprisma's  $ABY$  (Fig. 2) durch die Länge der letzteren dargestellt wird, ziehe einen beliebigen Schnitt  $AD$ , dann  $DE \parallel AB$  und  $EF \parallel OR$ , dann ist  $AE$  und  $F$  das Gewicht des Erdprisma's  $ABD$  und  $F$  ein Punct der Erddruck-Curve.

Man ziehe ferner  $BH \parallel OR$  und setze abkürzungshalber:

$$EF = x,$$

$$GY = z,$$

$$DG = a,$$

$$EG = b,$$

$$AY = L,$$

$$AH = B.$$

Aus der Aehnlichkeit von  $\triangle AEF$  und  $\triangle AGD$  folgt:

$$x : a = L - (b + z) : L - z \dots \dots \dots 1)$$

ferner ist:

$$a = C \cdot z \dots \dots \dots 2),$$

$$b = D \cdot z \dots \dots \dots 3),$$

wobei  $C$  und  $D$  Constante sind.

Durch Elimination von  $a$  und  $b$  ergibt sich:

$$x = \frac{C \cdot [L - z(1 + D)] \cdot z}{L - z} \dots \dots \dots 4);$$

für die Bruchfläche muss  $x$  zum Maximum, also

$$\frac{dx}{dz} = 0$$

werden, daher, wenn  $Z$  der, der Bruchfläche zugehörige Werth von  $z$  ist,

$$Z = L \left( 1 \pm \sqrt{\frac{D}{1 + D}} \right) \dots \dots \dots 5),$$

in welchem Ausdrücke nur das Zeichen  $-$  gelten kann, da  $Z < L$  sein muss.

Berücksichtigt man, dass

$$\sqrt{\frac{D}{1 + D}} = \sqrt{\frac{b}{z + b}} = \sqrt{\frac{B}{L}}$$

ist, so erhält man schliesslich:

$$Z = L - \sqrt{B \cdot L} \dots \dots \dots 6).$$

Die in Fig. 2 ausgeführte Construction ist nichts Anderes als die geometrische Auflösung dieser Gleichung. Dieselbe wurde, auf anderem Wege abgeleitet, zuerst von Professor Rebhann angegeben.

Um nach Auffindung der Bruchfläche  $AZ$  den Erddruck selbst zu bestimmen, erübrigt es nur noch

$$ZM \parallel AB \text{ und } MN \parallel OR$$

zu ziehen, letzteres gibt die Grösse des Erddruckes nach dem zu Grunde gelegten Kräftemassstabe gemessen.

Ändert man das Profil des von der Wand und einen Schnitt  $An$  (Fig. 1) eingeschlossenen Erdreiches so, dass die Fläche, also auch das Gewicht desselben unverändert bleibt, so ändert sich hiedurch, wie aus der Construction der Erddruck-Curve hervorgeht, der hinter  $N$  liegende Theil derselben nicht. Ihr Culminationspunct, und daher Erddruck und Bruchfläche bleiben somit dieselben, wenn man die Profiländerung nicht über die letztere hinaus erstreckt. Hieraus lässt sich das bekannte Verfahren begründen, welches es ermöglicht, durch eine einfache Flächenverwandlung den Fall einer polygonalen oder krummlinigen oberen Begrenzung des Erdreiches auf jenen einer ebenen zurückzuführen.

(Ist  $op$  dasjenige gerade oder als geradlinig zu betrachtende Stück derselben, innerhalb welchen die Bruchfläche fällt, so mache man

$$\text{area } A a_1 o = A a o,$$

so dass  $a_1 o$  in die Verlängerung von  $op$  fällt.)

Ist ausserdem das Erdreich belastet, und zwar so, dass die Belastung von der Wand aus nicht über die Bruchfläche reicht, so hat man die Fläche  $A a_1 o$  noch um ein solches Stück  $a_1 A a_2$  zu vermehren, dass das Gewicht des durch letzteres repräsentirten Erdprisma's gleich der Belastung ist.

Reicht jedoch die Belastung über die Bruchfläche, dann ist eine directe Construction dieser nur dann möglich, wenn die Belastung gleichmässig und unzusammenhängend ist.

In Fig. 2 bringt die von  $S$  beginnende gleichmässige Belastung  $p$  pro horizontaler Flächeneinheit dieselbe Wirkung hervor, wie eine Aenderung des specifischen Gewichtes  $\gamma$  des hinter  $AS$  lagernden Erdreiches. Ist  $H$  die vertical gemessene Ordinate des Punctes  $A$  in Bezug auf  $BY$ , dann würde bekanntlich das neue specifische Gewicht  $\gamma_1$  zu bestimmen sein aus der Gleichung:

$$\gamma_1 = \gamma + \frac{2p}{H}$$

Zieht man nun  $AB_1$  so, dass das Gewicht des Erdprisma's  $AB_1S$  vom specifischen Gewichte  $\gamma_1$  gleich ist dem wirklichen Gewichte des Erdprisma's  $AB S$ , das sich also verhält:

$$BS : B_1 S = \gamma_1 : \gamma,$$

dann hat man den ursprünglich gegebenen Fall auf den eines unbelasteten Erdreiches  $AB_1 Y$  zurückgeführt, denn die für beide Fälle zu construierenden Erddruck-Curven würden von  $AS$  an übereinstimmen.

Man kann daher, indem man  $AB_1$  als neue Wandrichtung betrachtet, jedoch die Erddruck-Richtung unverändert lässt, wieder die in Fig. 2 dargestellte Construction anwenden.

Bezeichnet  $h$  die Höhe eines Erdprisma's vom Querschnitte 1 und dem Gewichte  $p$ , dann erhält man zur Bestimmung des Punctes  $B_1$  die Gleichung:

$$BS : B_1 S = \gamma + \frac{2h\gamma}{H} : \gamma,$$

oder

$$BB_1 : B_1 S = 2h : H.$$

Das Gesagte würde auch dann noch gelten, wenn der Theil  $BS$  der oberen Begrenzung uneben wäre, oder  $SY$  höher läge als die Wandkrone; man hätte dann bloß die Fläche  $AB S$  vorher in ein Dreieck von gleicher Fläche zu verwandeln, dessen obere Seite in die Verlängerung von  $SY$  fällt.

Zur Betrachtung eines cohäirenden Erdreiches übergehend, stelle Fig. 3 das Profil desselben dar, die obere Begrenzung sei wieder beliebig gestaltet.

$An$  sei ein durch den Fuss der Wand geführter ebener Schnitt, dessen Länge  $L_n$ .

Ist  $k$  die Cohäsion des Erdreiches per Flächeneinheit, dann wäre die in dem Schnitte  $An$  vorhandene Cohäsion

$$K_n = k \cdot L_n,$$

wenn sie vollständig zur Wirksamkeit käme.

Diese zerlege man in zwei Componenten, von denen die eine  $\Delta G_n$  vertical aufwärts, die andere  $\Delta D_n$  dem Erddrucke entgegen gerichtet ist. Der Druck  $D_n$ , welchen das Erdprisma  $Aan$  auf die Wand ausüben würde, wenn der gesammte in  $An$  wirkende Reibungs- und Cohäsions-Widerstand in Anspruch genommen würde, ist jetzt so zu bestimmen, dass die Resultirende  $R_n$  aus der diesem Drucke gleichen und entgegengesetzten Reaction der Wand, ferner aus  $G_n$ ,  $\Delta D_n$  und  $\Delta G_n$  mit der Normalen zu  $An$  den  $\angle \alpha$  einschliesst.

Die diesbezügliche, in Fig. 3 a dargestellte Kräftezusammensetzung kann man direct in Fig. 3 vornehmen, indem man

$$\begin{aligned} A n_1 &= G_n, \\ n_1 n_2 &= \Delta G_n, \\ n_2 N &\parallel OR \end{aligned}$$

und

$$N N_1 = \Delta D_n$$

macht, dann gibt  $n_2 N_1$  die Grösse von  $D_n$ .

Führt man diese Construction für mehrere Schnitte aus und verbindet die dabei erhaltenen Puncte  $D_1 \dots N_1$  durch eine Curve, so ist leicht einzusehen, dass die Ordinate ihres Culminationspunctes  $Z_1$ , also die in der Orientirungs-Richtung gemessene Ordinate  $z_1$  dieses Punctes in Bezug auf  $AY$ , die Grösse des Erddruckes darstellt und der diesem Puncte zugehörige Schnitt die Bruchfläche ist.

Da  $\Delta G_n$  und  $\Delta D_n$  für jeden einzelnen Schnitt leicht zu bestimmen sind, bietet die aus dem Gesagten sich ergebende allgemeine Construction keine weiteren Schwierigkeiten. Auch aus dieser kann man ein Verfahren ableiten, welches es ermöglicht Bruchfläche und Erddruck zu bestimmen, ohne die Erddruck-Curve zu zeichnen.

Zu diesem Behufe beachte man, dass man die in Fig. 3 dargestellte Construction auch dahin abändern kann, dass man  $\Delta D_n$  anstatt von  $N$  nach abwärts, von  $n_2$  nach aufwärts aufträgt, also

$$n_2 N_1 = \Delta D_n$$

macht. Es entspricht das einer Umkehrung der Reihenfolge der Kräfte —  $D_n$  um  $\Delta D_n$  im Kraftpolygone.

Verbindet man die Puncte  $D \dots N$  durch eine,  $D_2 \dots N_2$  durch eine zweite Curve (in Fig. 3, punctirt), dann gibt der in der Orientirungs-Richtung gemessene Maximalabstand  $Z Z_2$  beider die Grösse des Erddruckes und die Bruchfläche geht durch den Punct  $Z$  hindurch.

In Fig. 4 sind diese beiden Curven für ein eben begrenztes Erdreich construirt, und es soll nun zur näheren Untersuchung derselben geschritten werden.

Um diese zu vereinfachen sind die Schnitte  $Ab$ ,  $Ac$ ,  $Ad \dots$  so gelegt, dass die Erdprismen  $Aab$ ,  $Abc$ ,  $Acd \dots$  gleiche Gewichte ( $g$ ) haben, es bedingt dies, dass

$$ab = bc = cd \dots \text{ist.}$$

In Fig. 4 a ist ferner die Ermittlung der Grössen  $\Delta G_n$  und  $\Delta D_n$ , und zwar der Deutlichkeit wegen, in etwas grösserem Massstabe dargestellt.

Aus derselben ergibt sich:

$$\begin{aligned} \Delta G_a - \Delta G_b &= \Delta G_b - \Delta G_c = \Delta G_c - \Delta G_d = \dots = \Delta g \cdot 1), \\ \Delta D_b - \Delta D_a &= \Delta D_c - \Delta D_b = \Delta D_d - \Delta D_c = \dots = \Delta d \cdot 2). \end{aligned}$$

In Fig. 4 ist nun gemäss der Construction:

$$Ab_1 = G_b, \quad Ac_1 = G_c, \quad Ad_1 = G_d \dots,$$

daher

$$\begin{aligned} Ab_1 &= b_1 c_1 = c_1 d_1 = \dots = g, \\ Ab_2 &= Ab_1 - b_1 b_2 = g - \Delta G_b = (g + \Delta g) - \Delta G_a, \\ b_2 c_2 &= b_1 c_1 + b_1 b_2 - c_1 c_2 = g + \Delta G_b - \Delta G_c = g + \Delta g, \\ c_2 d_2 &= c_1 d_1 + c_1 c_2 - d_1 d_2 = g + \Delta G_c - \Delta G_d = g + \Delta g, \\ \text{u. s. w., daher} \end{aligned}$$

$$b_2 c_2 = c_2 d_2 = \dots = m_2 n_2 \dots \dots \dots 3);$$

$$\text{da ferner nach Gleichung 2)} \\ c_2 C_2 - b_2 B_2 = d_2 D_2 - c_2 C_2 = \dots = n_2 N_2 - m_2 M_2 \dots 4),$$

ist  $B_2 N_2$  eine gerade Linie.

Zieht man  $AY' \parallel B_2 N_2$  und bezeichnet die Durchschnittspuncte von  $AY'$  und den Richtungen

$$b_2 B_2, c_2 C_2 \dots n_2 N_2 \text{ mit } B_3, C_3 \dots N_3,$$

so ist auch

$$B_3 C_3 = C_3 D_3 = \dots = M_3 N_3 \dots \dots \dots 5).$$



Zieht man noch  $A a'$  so, dass sich verhält:

$$a' b : b c = A b_2 : b_2 c_2 = g + \Delta g - \Delta G_a : g + \Delta g,$$

oder

$$a a' : a b = \Delta G_a : g + \Delta g \dots \dots 6),$$

dann verhalten sich

$$A B_2, B_2 C_2 \dots \dots M_2 N_2$$

wie die Gewichte der Erdprismen

$$A a' b, A b c \dots \dots A m n,$$

oder

$$A B_2, A C_2 \dots \dots A N_2 \dots \dots 7)$$

wie die Gewichte von

$$A a' b, A a' c \dots \dots A a' n.$$

Es ist daher die Curve  $B C \dots N$  eine Erddruck-Curve für den Fall, dass  $A a'$  die Wand und  $A Y'$  die natürliche Böschungsfläche eines cohäsionslos gedachten Erdreiches ist und die Richtung des Erddruckes mit der Horizontalen den Winkel

$$\beta - Y A Y'$$

einschliesst, also die Orientirungs-Richtung unverändert bleibt. Construirt man hiefür nach der in Fig. 2 gegebenen Construction die Bruchfläche, so ist dieselbe zugleich die Bruchfläche für den gegebenen Fall, da sie durch den Culminationspunct der Curve  $B C \dots N$ , also durch jenen Punct hindurchgeht, dessen in der Orientirungs-Richtung gemessene Ordinate in Bezug auf  $A Y'$ , daher auch in Bezug auf  $B_2 N_2$ , ein Maximum ist; dieser letztere Abstand gibt die Grösse des Erddruckes.

Man berücksichtige noch, dass, wenn

$$A a_2 = \Delta G_a \text{ und } a_2 A_2 \parallel O R \text{ und } = \Delta D_a$$

ist, auch der Punct  $A_2$  in der Geraden  $B_2 N_2$  liegt; dann gestaltet sich die Construction, bei welcher es sich zunächst um die Aufindung der beiden Richtungen  $A a'$  (reducirte Wandrichtung) und  $A Y'$  (reducirte natürliche Böschungsrichtung) handelt, folgendermassen (Fig. 5):

1. Man bestimme die in  $A a$  und einem beliebigen Schnitte  $A n$  wirkenden Cohäsions-Widerstände  $K_a$  und  $K_n$  (wobei man sich  $A a$  als einen unendlich nahe der Wand durch das Erdreich geführten Schnitt vorstellen muss), sowie deren Componenten  $\Delta G_a, \Delta D_a; \Delta G_n, \Delta D_n$ .

2. Man construire die reducirte natürliche Böschungsrichtung  $A Y'$ , indem man:

$$\begin{aligned} A a_2 &= \Delta G_a, & A n_2 &= G_n - \Delta G_n, \\ a_2 A_2 \parallel n_2 N_2 \parallel O R, & & a_2 A_2 &= \Delta D_a, \\ n_2 N_2 &= \Delta D_n \end{aligned}$$

und

$$A Y' \parallel A_2 N_2$$

macht.

3. Man construire die reducirte Wandrichtung  $A a'$  und mache zu diesem Zwecke:

$$\begin{aligned} a C &= A a_2 = \Delta G_a, \\ a B &= a_2 n_2 = G_n - \Delta G_n + \Delta G_a, \\ a' C &\parallel n B. \end{aligned}$$

4. Man bestimme nach der in Fig. 2 gegebenen Construction aus den beiden gefundenen Richtungen die Bruchfläche  $A z$ .

5. Sodann ziehe man zur Bestimmung der Grösse  $Z Z_2$  des Erddruckes

$$z D \parallel n B, \quad A z_2 = C D = G_z - \Delta G_z$$

und

$$z_2 Z \parallel O R.$$

Der Winkel  $\beta$ , welchen die Richtung des Erddruckes mit der Horizontalen einschliesst, ist, wie bereits zu Anfang erwähnt wurde, bei cohärirendem Erdreiche nur dann im Vorhinein bestimmt, wenn der Reibungswiderstand in der Wandfläche kleiner ist, als der vereinigte Reibungs- und Cohäsions-Widerstand in dem unendlich nahe dieser gedachten Erdschnitte. In diesem Falle ist  $\beta = \alpha_1 - \varepsilon$ , wobei  $\alpha_1$  den der Reibung zwischen Wand und Erde entsprechenden Reibungswinkel und  $\varepsilon$  den Winkel der Wand gegen das Loth bedeutet. Trotz der Unbestimmtheit der Erddruck-Richtung kann man auch im anderen Falle, wie die folgende Betrachtung zeigen wird, das eben gegebene Verfahren, allerdings mit einer geringen Modification, anwenden.

Der schiefe Erddruck  $D$  setzt sich zusammen aus dem Normaldrucke  $N$ , der durch diesen hervorgerufenen Reibung  $R$  und der Cohäsion  $K'$  in der, der Wand unendlich nahe liegenden Erdschichte (Fig. 3);  $K'$  und  $R$  wirken nach abwärts. Vereinigt man  $R$  und  $N$  zu einer Resultirenden  $D'$ , deren Richtung mit der Normalen zur Wandfläche den  $\angle \alpha$  einschliessen muss, welche somit mit der Horizontalen den

$$\angle \beta' = \alpha - \varepsilon$$

bildet, und zerlegt man  $K'$  in zwei Componenten, von denen die eine  $\Delta G'$  vertical abwärts, die andere  $\Delta D'$  parallel  $D'$  wirkt, so kann man den Erddruck  $D$  als Resultirende der drei Kräfte  $D'$ ,  $\Delta D'$  und  $\Delta G'$  betrachten, von denen blos  $D'$  der Grösse nach unbekannt ist.

In ähnlicher Weise setzt sich der Druck  $D_n$ , welchen das Erdprisma  $A a n$  auf die Wand ausüben würde, wenn in  $A n$  der gesammte Reibungs- und Cohäsions-Widerstand zur Geltung käme, aus den drei Componenten  $D_n'$ ,  $\Delta D'$  und  $\Delta G'$  zusammen.  $D_n'$  ist jetzt so zu bestimmen, dass die Resultirende  $R_n'$  aus  $G_n$  (dem Gewichte des Prisma's),

$$\Delta G_n, \Delta D_n, - D_n', - \Delta D' \text{ und } \Delta G'$$

mit der Normalen zu  $A n$  den  $\angle \alpha$  einschliesst.

In Fig. 3 b ist das entsprechende Kraftpolygon dargestellt; aus der Vergleichung desselben mit jenem in Fig. 3 a ergibt sich für den jetzigen Fall folgende Modification der in Fig. 3 ausgeführten Construction:

Zunächst ist die Orientirungs-Richtung so zu bestimmen, dass sie mit  $A Y$  den  $\angle g o - \beta'$  (anstatt  $g o - \beta$ ) einschliesst; dann ist allgemein

$$n_1 n_2 = \Delta G_n + \Delta G' \text{ (anstatt } \Delta G_n).$$

Hiebei ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Grössen  $\Delta G_n$  und  $\Delta D_n$  an und für sich andere geworden sind, da die Zerlegung von  $K_n$  nach anderen Richtungen stattgefunden hat. Die in der Orientirungs-Richtung gemessene Ordinate  $z_2 Z_1$  des Culminationspunctes der erhaltenen Curve  $D_1 \dots N_1$  in Bezug auf  $A Y$ , oder der in derselben Richtung gemessene Maximalabstand der beiden Curven  $D \dots N$  und  $D_2 \dots N_2$  gibt die Summe der beiden gleichgerichteten Componenten  $D'$  und  $\Delta D'$  des Erddruckes. Setzt man diese der Grösse und Richtung nach mit  $\Delta G'$  zusammen, so erhält man Grösse und Richtung des Erddruckes.

Wendet man auch dieses Verfahren auf den Fall an, in welchem die obere Begrenzung des Erdreiches eben ist, so gelangt man mit Hilfe einer ganz ähnlichen Betrachtung, wie sie bereits einmal ausgeführt wurde, zu der in Fig. 6 dargestellten Construction, welche sich von der in Fig. 5 gegebenen blos in Folgendem unterscheidet:

Es ist

$$\angle ORAY = 90 - \beta' \text{ (anstatt } 90 - \beta),$$

$$A a_2 = \Delta G_a + \Delta G' \text{ (anstatt } \Delta G_a),$$

$$A n_2 = G_n - \Delta G_n - \Delta G' \text{ (anstatt } G_n - \Delta G_n),$$

$$a C = A a_2 = \Delta G_a + \Delta G'.$$

Dagegen ist wie früher:

$$a_2 A_2 = \Delta D_a, n_2 N_2 = \Delta D_n,$$

$$a B = a_2 n_2 = G_n - \Delta G_n + \Delta G_a,$$

wobei jedoch die Grössen

$$\Delta G_a, \Delta D_a; \Delta G_n, \Delta D_n$$

andere geworden sind.

$Z Z_2$  gibt die Grösse der unter dem Reibungswinkel gegen die Normale zur Wandrichtung wirkenden Componente des Erddruckes, aus deren Zusammensetzung mit  $\Delta G'$  man diesen selbst erhält.

Ändert man in Fig. 3 das Profil des von der Wand und dem Schnitte  $A n$  eingeschlossenen Erdreiches, so dass die Fläche, also auch das Gewicht desselben unverändert bleibt, so ändert sich der hinter  $N$ , beziehungsweise  $N_1$  und  $N_2$  liegende Theil der Curven  $D \dots N$ ,  $D_1 \dots N_1$  und  $D_2 \dots N_2$  nicht. Erddruck und Bruchfläche bleiben somit dieselben, wenn man diese Aenderung nicht über letztere hinaus erstreckt. Hieraus folgt, dass man den Fall, in welchem die obere Begrenzung des Erdreiches uneben oder belastet ist, ganz ebenso wie dies für cohäsionsloses Erdreich geschehen, durch eine einfache Flächenverwandlung oder Aenderung der Wandrichtung auf jenen eines eben begrenzten, unbelasteten Erdreiches zurückführen kann.

Der einzige Unterschied, welcher in der Lösung entsprechenden Aufgaben für cohäsionsloses und cohärirendes Erdreich eintritt, ist somit der, dass nach vorgenommener Profiländerung im ersten Falle die in Fig. 2, im zweiten die in Fig. 5 und 6, gegebene Construction zu verwenden ist. Hierbei ist jedoch streng zu beachten, dass die Richtung des Erddruckes stets nach der ursprünglich gegebenen Wandrichtung zu bestimmen ist; so wäre z. B., wenn man die in Fig. 6 dargestellte Construction anzuwenden hätte, für die Bestimmung von  $K_a$  die neue, von  $K'$  dagegen die alte Wandrichtung massgebend.

Ganz ähnliche Constructionen, wie die im Vorstehenden abgeleiteten, ergeben sich auch für die Bestimmung des passiven Erddruckes. Zu ihrer Auffindung beachte man nur die Aenderungen, welche in dem Kraftpolygone dadurch entstehen, dass die Richtung der die Bewegung des Erdreiches hindernden Widerstände eine entgegengesetzte wird.

## Ueber Erd-Berechnungsmethoden

und

### über Hilfstabellen zur Berechnung der Querschnittsflächen von Auf- und Abträgen.

Von

**Adolph Schmoll v. Eisenwerth,**

Ingenieur in Firma: „Gebr. Klein, A. Schmoll & E. Gaertner, Bauunternehmer in Wien“.

(Schluss.)

#### I. Flächenberechnung von Einschnitts- und Dammprofilen bei horizontalem Terrain, mit Benützung von Tabelle I und II.

##### 1. Beispiel.

Die Querschnittsfläche des in Fig. 6 dargestellten Abtrages welcher seitlich durch  $1\frac{1}{2}$ füssige Böschungen und oben durch die horizontale Terrainlinie begrenzt ist, soll berechnet werden.

Die Fläche der beiden rechtwinkligen Dreiecke  $B$  und  $B$  ist laut Tabelle I

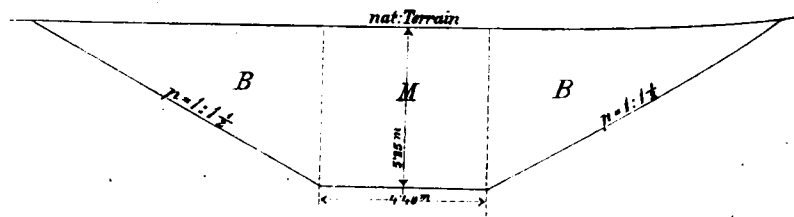
$$= 2 \times 20 \cdot 672 \square^m = \dots 41 \cdot 344 \square^m,$$

diejenige des rechtwinkligen Parallelogrammes

$$M = 5 \cdot 25 \times 4 \cdot 40^m = 23 \cdot 100 \square^m$$

$$\text{Totale Fläche des Profils} = 64 \cdot 444 \square^m.$$

Figur 6.

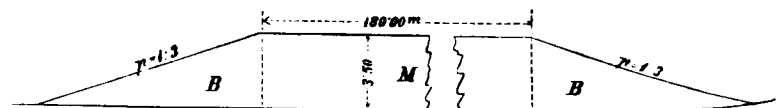


Handelt es sich um die Flächenberechnung eines Querprofils für ein anderes als das in der Tabelle I den Dreiecksflächen  $B B$  zu Grunde liegende Böschungsverhältnisse von  $1:1\frac{1}{2}$ , so verhält sich im Allgemeinen  $1\frac{1}{2}$  zu den in der Tabelle I verzeichneten Dreiecksflächen wie das gegebene Böschungsverhältniss zu den gesuchten Dreiecksflächen.

Die Tabelle II enthält die auf die Dreiecksflächen bezüglichen Multiplications-Coefficienten, bei horizontalem Terrain, für die am häufigsten vorkommenden Böschungsverhältnisse.

#### 2. Beispiel.

Figur 7.



Die Querschnittsfläche der Anschüttung Fig. 7, mit Böschungen von  $1:3$ , bei horizontalem Terrain, ist mit Benützung der Tabelle I und II zu bewerten.

Die Fläche der beiden Böschungs-Dreiecke

$$B \text{ und } B = 2 \times 9 \cdot 187 \square^m \times 2 \cdot 00 \text{ Coëff.} = 36 \cdot 75 \square^m,$$

$$\text{die Fläche des mittleren Theiles } M = 3 \cdot 50 \times 180 \cdot 00^m = 630 \cdot 00 \square^m$$

$$\text{Zusammen} = 666 \cdot 75 \square^m.$$

Da bei rechtwinklig zur Achse ansteigendem oder fallendem Terrain die das letztere im Profil Fig. 8 darstellende gerade Linie  $T T_1$  sich um den Durchschnittspunkt  $O$  dreht, so nimmt hiedurch die eine der beiden in gleichem Abstand von der Achse  $A$  entfernten Ordinaten  $h_1, h_2$  in ihrer Höhe in demselben Maasse zu, als die andere abnimmt.

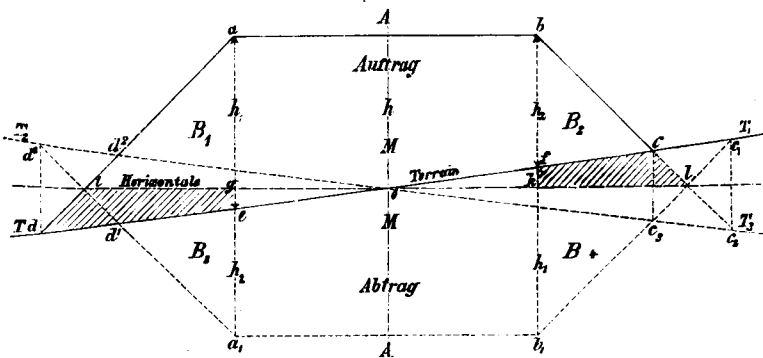
Die Hälfte von der Summe dieser beiden Ordinaten ist daher immer  $= h$  und in Folge dieses Umstandes bleibt die Trapezfläche des mittleren Theiles  $M$  für eine bestimmte auf der Achse  $A$  gemessene Höhe  $h$  unverändert, einerlei ob das Terrain horizontal oder geradlinig geneigt ist. Mit anderen Worten: das Terrainverhältniss hat unter obigen Umständen auf den Flächeninhalt des mittleren Theiles  $M$  keinen veränderlichen Einfluss.

Anders dagegen verhält es sich bei nicht horizontalem Terrain mit den Flächen der Böschungs-Dreiecke  $B_1, B_2$ , beziehungsweise  $B, B$ , der trapezoidischen Profile Fig. 8.

Bei geradlinig ansteigendem Terrain in der Richtung von  $T$  nach  $T_1$ , Fig. 8, ist der horizontale Abstand  $d$  von der Achse  $A$  in der linksseitigen Hälfte des Dammprofiles, beziehungsweise  $c, A$  in der rechtsseitigen Hälfte des Abtragsprofiles, immer grösser als derjenige  $c, A$  in der rechtsseitigen Hälfte des Dammprofiles, beziehungsweise  $d, A$  in der linksseitigen Hälfte des Abtragsprofiles, und folglich ist in diesem Falle die Fläche des Dreieckes  $a e d = B_1$ , beziehungsweise  $b_1 f c_1 = B_2$  immer grösser als diejenige von  $b f c = B$ , beziehungsweise von  $a, e d_1 = B_1$ .

Fällt dagegen das natürliche Terrain in der Richtung von  $T_2$  nach  $T_1$ , so tritt das umgekehrte Verhältniss ein, d. i. die Dreiecksfläche  $B_1$  im Dammpprofil, respective diejenige  $B_2$  im Einschnittsprofil, ist dann immer kleiner als die von  $B_2$ , respective  $B_1$ . In beiden Fällen findet dies selbstverständlich statt, gleichviel ob der Durchschnittspunkt 0 auf der Horizontalen weiter nach links oder nach rechts verschoben und dadurch die geneigte Terrainlinie in paralleler Entfernung von  $T T_1$ , beziehungsweise  $T_2 T_3$  höher oder tiefer zu liegen kommen würde.

Figur 8.



Unter der Voraussetzung, dass die Flächen der beiderseitig von der Achse  $A$  und über der Horizontalen liegenden Profilhälften des Dammes unter sich ganz gleich wären, so würde in Folge theilweiser Drehung der ursprünglich horizontalen Terrainlinie, um den in der Achse  $A$  und auf der Horizontalen liegenden Durchschnittspunkt 0 bis zur Deckung der Linie  $T T_1$ , das links von der Achse liegende rechtwinkelige Dreieck  $a g i$  um das Trapezoid  $i g e d$  grösser, dagegen das rechts von der Achse  $A$  liegende  $b k l$  um das Trapezoid  $f c l k$  kleiner werden. Die rechtsseitig der Achse  $A$  und über der Horizontalen vom rechtwinkligen Dreieck  $b k l$  abgeschnittene Fläche  $f c l k$  deckt aber nur theilweise die linksseitig der Achse  $A$  und unter der Horizontalen zum rechtwinkligen Dreieck  $a g i$  hinzugekommene Fläche, und zwar nur das Trapezoid  $i g e d$ ; folglich ist die Summe der Flächen des stumpfwinkligen Dreiecks  $a e d$ , plus dem spitzwinkligen Dreieck  $b f c$ , grösser als diejenige von den beiden rechtwinkligen Dreiecken  $a g i + b k l$ , und zwar um die Fläche des links der Achse  $A$  und unter der Horizontalen liegenden Dreiecks  $i d d_1$ .

Das hier Gesagte bezieht sich auch auf das Einschnittsprofil  $a_1 b_1 c_1 d_1$ , nur im umgekehrten Sinn mit Bezug auf die Lage der beiden unter der Horizontalen sich befindlichen Profilhälften zur Achse  $A$ .

Aus Obigem geht hervor, dass es bei Anwendung der in Rede stehenden Methode nothwendig ist, die Berechnung der beiden Dreiecksflächen in getrennter Weise durchzuführen. Diese getrennte Berechnung ist nun mit Zuhilfenahme der Tabellen I und III sehr vereinfacht, da es sich nur darum handelt, für jedes der beiden Dreiecke die dem Terrainverhältniss und dem horizontalen Abstand von der Achse  $A$  entsprechenden Höhen, beziehungsweise Tiefen  $h_1$  und  $h_2$  zu ermitteln, dann die diesen Höhen oder Tiefen entsprechenden Dreiecksflächen in Tabelle I aufzusuchen, und die letzteren mit den sich auf das gegebene Böschungs- und Terrainverhältniss beziehenden, in Tabelle III aufzufindenden, Coefficienten zu multipliciren.

Die Ermittlung der in Tabelle III enthaltenen Multiplications-Coefficienten geschah, mit Bezug auf Fig. 8, in folgender Weise:

In dem Trapezoid  $a b c d$ , Fig. 8, sind die Höhen  $h_1$  und  $h_2$ , das Steigungsverhältniss  $p$  der Böschungen, und dasjenige  $t$  des natürlichen Terrains, beide per Meter im Vergleich zur Horizontalen, als bekannt vorausgesetzt.

Für das Dreieck  $B_1$  ist der horizontale Abstand:

$$e d = \frac{h_1}{p - t}$$

Für  $B_2$  ist der horizontale Abstand:

$$f c = \frac{h_2}{p + t}$$

Ist nun z. B. die verticale Höhe  $h_1$  ..... = 20.0m,  
das Böschungsverhältniss = 1 : 2, daher .....  $p = \frac{1.0}{2.0} = 0.50$ ,  
und das Terrainverhältniss  $t$  per Meter ..... = 0.10,  
so ist für das Dreieck  $B_1$  der horizontale Abstand

$$e d = \frac{20.0}{0.50 - 0.10} = 50.0^m$$

und der Flächeninhalt von

$$B_1 = \frac{20.0 \times 50.0}{2} = 500.0^m^2,$$

woraus sich der auf dieses Böschungs- und auf dieses Terrainverhältniss (oder auch auf Flächendreiecke, in welchen alle drei Seiten wechselseitig mit denjenigen vom Dreieck  $B_1$  proportionirt sind, oder welche mit letzterem zwei Winkel wechselseitig gleich haben, d. i. welche mit demselben ähnlich sind) anwendbare Multiplications-Coëfficient von

$$\frac{500}{300} = 1.6667 \text{ ergibt.}$$

Auf ähnliche Weise wurden die Flächen beider Dreieck-Gattungen, wobei  $h = 20.0^m$ , für dreizehn verschiedene Böschungsverhältnisse, sowie für zwanzigerlei Terrainneigungen berechnet, und durch die (für ein rechtwinkeliges Dreieck, dessen horizontale Kathete = 30.0m, die verticale  $h = 20.0^m$  und dessen Hypotenuse eine  $1\frac{1}{2}$ fussige Böschung bildet, so dass

$$p = \frac{1.0}{1.50} = 0.6667^m)$$

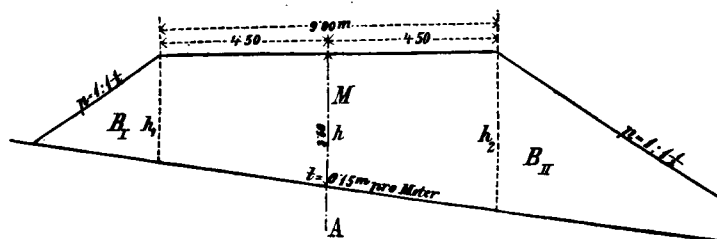
angegebene Fläche von 300.0m<sup>2</sup>, behufs Ermittlung der in Tabelle III enthaltenen Multiplications-Coëfficienten dividirt.

## II. Flächenberechnung von Ab- und Auftragsprofilen bei geradlinig geneigter Terrainlinie,

mit Benützung der Tabellen I und III.

### 1. Beispiel.

Figur 9.



Die zur Flächenberechnung eines Dammprofils erforderlichen Coten sind in Fig. 9 nur theilweise enthalten; die nicht vorhandenen sind zu berechnen.

Die fehlende Cote  $h_1$  ist =  $3.60^m - (4.50 \times 0.15^m) = 2.925^m$ ,

" " "  $h_2$  " =  $3.60^m + (4.50 \times 0.15^m) = 4.275^m$ .

Laut Tabelle I ist die Fläche eines rechtwinkligen Dreiecks entsprechend der Höhe von

$$2.925 = \frac{6.307 + 6.527}{2} = 6.417^m^2$$

und diejenige, entsprechend eines solchen von 4.275m Höhe ist

$$= \frac{13.547 + 13.867}{2} = 13.707^m^2.$$

Mit Bezug auf die hier gegebenen Böschungs- und Terrainverhältnisse ist, laut Tabelle III, die Fläche des spitzwinkligen Dreiecks

$$B_1 = \text{Coefficient } 0.8163 \times 6.417 = 5.24^m^2,$$

und diejenige des stumpfwinkligen Dreiecks

$$B_{II} = \text{Coefficient } 1.2903 \times 13.707 = 17.69^m^2,$$

die Fläche vom Trapez .....  $M = 3.60 \times 9.0^m = 32.40^m^2$

Querschnittsfläche des Dammprofils Fig. 9 ..... =  $55.33^m^2$ .



Tabelle I.

Querschnittsflächen für 1 $\frac{1}{2}$ -flüssige Böschungsprismen von Dämmen und Einschnitten bis zu 21<sup>m</sup> Höhe, bei horizontalem Terrain rechtwinklig zur Achse.

Höhe des Auf- oder Ab- trages	Dreieck- fläche eines Böschungs- körpers	Höhe des Auf- oder Ab- trages	Dreieck- fläche eines Böschungs- körpers	Höhe des Auf- oder Ab- trages	Dreieck- fläche eines Böschungs- körpers	Höhe des Auf- oder Ab- trages	Dreieck- fläche eines Böschungs- körpers	Höhe des Auf- oder Ab- trages	Dreieck- fläche eines Böschungs- körpers	Höhe des Auf- oder Ab- trages	Dreieck- fläche eines Böschungs- körpers	Höhe des Auf- oder Ab- trages	Dreieck- fläche eines Böschungs- körpers
Meter	□Meter	Meter	□Meter	Meter	□Meter	Meter	□Meter	Meter	□Meter	Meter	□Meter	Meter	□Meter
0.05	0.0019	3.05	6.9769	6.05	27.4519	9.05	61.4269	12.05	108.9019	15.05	169.8769	18.05	244.3519
0.10	0.0075	3.10	7.2075	6.10	27.9075	9.10	62.1075	12.10	109.8075	15.10	171.0075	18.10	245.7075
0.15	0.0169	3.15	7.4419	6.15	28.3669	9.15	62.7919	12.15	110.7169	15.15	172.1419	18.15	247.0669
0.20	0.0300	3.20	7.6800	6.20	28.8300	9.20	63.4800	12.20	111.6300	15.20	173.2800	18.20	248.4300
0.25	0.0469	3.25	7.9219	6.25	29.2969	9.25	64.1719	12.25	112.5469	15.25	174.4219	18.25	249.7969
0.30	0.0675	3.30	8.1675	6.30	29.7675	9.30	64.8675	12.30	113.4675	15.30	175.5675	18.30	251.1675
0.35	0.0919	3.35	8.4169	6.35	30.2419	9.35	65.5669	12.35	114.3919	15.35	176.7169	18.35	252.5419
0.40	0.1200	3.40	8.6700	6.40	30.7200	9.40	66.2700	12.40	115.3200	15.40	177.8700	18.40	253.9200
0.45	0.1519	3.45	8.9269	6.45	31.2019	9.45	66.9769	12.45	116.2519	15.45	179.0269	18.45	255.3019
0.50	0.1875	3.50	9.1875	6.50	31.6875	9.50	67.6875	12.50	117.1875	15.50	180.1875	18.50	256.6875
0.55	0.2269	3.55	9.4519	6.55	32.1769	9.55	68.4019	12.55	118.1269	15.55	181.3519	18.55	258.0769
0.60	0.2700	3.60	9.7200	6.60	32.6700	9.60	69.1200	12.60	119.0700	15.60	182.5200	18.60	259.4700
0.65	0.3169	3.65	9.9919	6.65	33.1669	9.65	69.8419	12.65	120.0169	15.65	183.6919	18.65	260.8669
0.70	0.3675	3.70	10.2675	6.70	33.6675	9.70	70.5675	12.70	120.9675	15.70	184.8675	18.70	262.2675
0.75	0.4219	3.75	10.5469	6.75	34.1719	9.75	71.2969	12.75	121.9219	15.75	186.0469	18.75	263.6719
0.80	0.4800	3.80	10.8300	6.80	34.6800	9.80	72.0300	12.80	122.8800	15.80	187.2300	18.80	265.0800
0.85	0.5419	3.85	11.1169	6.85	35.1919	9.85	72.7669	12.85	123.8419	15.85	188.4169	18.85	266.4919
0.90	0.6075	3.90	11.4075	6.90	35.7075	9.90	73.5075	12.90	124.8075	15.90	189.6075	18.90	267.9075
0.95	0.6769	3.95	11.7019	6.95	36.2269	9.95	74.2519	12.95	125.7769	15.95	190.8019	18.95	269.3269
1.00	0.7500	4.00	12.0000	7.00	36.7500	10.00	75.0000	13.00	126.7500	16.00	192.0000	19.00	270.7500
1.05	0.8269	4.05	12.3019	7.05	37.2769	10.05	75.7519	13.05	127.7269	16.05	193.2019	19.05	272.1769
1.10	0.9075	4.10	12.6075	7.10	37.8075	10.10	76.5075	13.10	128.7075	16.10	194.4075	19.10	273.6075
1.15	0.9919	4.15	12.9169	7.15	38.3419	10.15	77.2669	13.15	129.6919	16.15	195.6169	19.15	275.0419
1.20	1.0800	4.20	13.2300	7.20	38.8800	10.20	78.0300	13.20	130.6800	16.20	196.8300	19.20	276.4800
1.25	1.1719	4.25	13.5469	7.25	39.4219	10.25	78.7969	13.25	131.6719	16.25	198.0469	19.25	277.9219
1.30	1.2675	4.30	13.8675	7.30	39.9675	10.30	79.5675	13.30	132.6675	16.30	199.2675	19.30	279.3675
1.35	1.3669	4.35	14.1919	7.35	40.5169	10.35	80.3419	13.35	133.6669	16.35	200.4919	19.35	280.8169
1.40	1.4700	4.40	14.5200	7.40	41.0700	10.40	81.1200	13.40	134.6700	16.40	201.7200	19.40	282.2700
1.45	1.5769	4.45	14.8519	7.45	41.6269	10.45	81.9019	13.45	135.6769	16.45	202.9519	19.45	283.7269
1.50	1.6875	4.50	15.1875	7.50	42.1875	10.50	82.6875	13.50	136.6875	16.50	204.1875	19.50	285.1875
1.55	1.8019	4.55	15.5269	7.55	42.7519	10.55	83.4769	13.55	137.7019	16.55	205.4269	19.55	286.6519
1.60	1.9200	4.60	15.8700	7.60	43.3200	10.60	84.2700	13.60	138.7200	16.60	206.6700	19.60	288.1200
1.65	2.0419	4.65	16.2169	7.65	43.8919	10.65	85.0669	13.65	139.7419	16.65	207.9169	19.65	289.5919
1.70	2.1675	4.70	16.5675	7.70	44.4675	10.70	85.8675	13.70	140.7675	16.70	209.1675	19.70	291.0675
1.75	2.2969	4.75	16.9219	7.75	45.0469	10.75	86.6719	13.75	141.7969	16.75	210.4219	19.75	292.5469
1.80	2.4300	4.80	17.2800	7.80	45.6300	10.80	87.4800	13.80	142.8300	16.80	211.6800	19.80	294.0300
1.85	2.5669	4.85	17.6419	7.85	46.2169	10.85	88.2919	13.85	143.8669	16.85	212.9419	19.85	295.5169
1.90	2.7075	4.90	18.0075	7.90	46.8075	10.90	89.1075	13.90	144.9075	16.90	214.2075	19.90	297.0075
1.95	2.8519	4.95	18.3769	7.95	47.4019	10.95	89.9269	13.95	145.9169	16.95	215.4769	19.95	298.5019
2.00	3.0000	5.00	18.7500	8.00	48.0000	11.00	90.7500	14.00	147.0000	17.00	216.7500	20.00	300.0000
2.05	3.1519	5.05	19.1269	8.05	48.6019	11.05	91.5769	14.05	148.0519	17.05	218.0269	20.05	301.5019
2.10	3.3075	5.10	19.5075	8.10	49.2075	11.10	92.4075	14.10	149.1075	17.10	219.3075	20.10	303.0075
2.15	3.4669	5.15	19.8919	8.15	49.8169	11.15	93.2419	14.15	150.1669	17.15	220.5919	20.15	304.5169
2.20	3.6300	5.20	20.2800	8.20	50.4300	11.20	94.0800	14.20	151.2300	17.20	221.8800	20.20	306.0300
2.25	3.7969	5.25	20.6719	8.25	51.0469	11.25	94.9219	14.25	152.2969	17.25	223.1719	20.25	307.5469
2.30	3.9675	5.30	21.0675	8.30	51.6675	11.30	95.7675	14.30	153.3675	17.30	224.4675	20.30	309.0675
2.35	4.1419	5.35	21.4669	8.35	52.2919	11.35	96.6169	14.35	154.4419	17.35	225.7669	20.35	310.5919
2.40	4.3200	5.40	21.8700	8.40	52.9200	11.40	97.4700	14.40	155.5200	17.40	227.0700	20.40	312.1200
2.45	4.5019	5.45	22.2769	8.45	53.5519	11.45	98.3269	14.45	156.6019	17.45	228.3869	20.45	313.6519
2.50	4.6875	5.50	22.6875	8.50	54.1875	11.50	99.1875	14.50	157.6875	17.50	229.6875	20.50	315.1875
2.55	4.8769	5.55	23.1019	8.55	54.8269	11.55	100.0519	14.55	158.7769	17.55	231.0019	20.55	316.7269
2.60	5.0700	5.60	23.5200	8.60	55.4700	11.60	100.9200	14.60	159.8700	17.60	232.3200	20.60	318.2700
2.65	5.2669	5.65	23.9419	8.65	56.1169	11.65	101.7919	14.65	160.9669	17.65	233.6419	20.65	319.8169
2.70	5.4675	5.70	24.3675	8.70	56.7675	11.70	102.6675	14.70	162.0675	17.70	234.9675	20.70	321.3675
2.75	5.6719	5.75	24.7969	8.75	57.4219	11.75	103.5469	14.75	163.1719	17.75	236.2969	20.75	322.9219
2.80	5.8800	5.80	25.2300	8.80	58.0800	11.80	104.4300	14.80	164.2800	17.80	237.6300	20.80	324.4800
2.85	6.0919	5.85	25.6669	8.85	58.7419	11.85	105.3169	14.85	165.3919	17.85	238.9669	20.85	326.0419
2.90	6.3075	5.90	26.1075	8.90	59.4075	11.90	106.2075	14.90	166.5075	17.90	240.3075	20.90	327.6075
2.95	6.5269	5.95	26.5519	8.95	60.0769	11.95	107.1019	14.95	167.6269	17.95	241.6519	20.95	329.1769
3.00	6.7500	6.00	27.0000	9.00	60.7500	12.00	108.0000	15.00	168.7500	18.00	243.0000	21.00	330.7500

**Tabelle II.** Coëfficienten, mit welchen die in Tabelle I enthaltenen Dreieckflächen zu multipliciren sind, wenn bei horizontalem Terrain das Böschungsverhältniss ein anderes ist als 1 : 1½.

Böschungsverhältniss p Höhe zur Basis	Elemente zur Berechnung der Coëfficienten	Multiplications- Coëfficienten	Böschungsverhältniss p Höhe zur Basis	Elemente zur Berechnung der Coëfficienten	Multiplications- Coëfficienten
1 : ⅓	$\frac{0.1667}{1.50} =$	0.11113	1 : 1⅓	$\frac{1.750}{1.50} =$	1.16667
1 : ⅔	$\frac{0.250}{1.50} =$	0.16667	1 : 2	$\frac{2.00}{1.50} =$	1.33333
1 : 1	$\frac{0.500}{1.50} =$	0.33333	1 : 2½	$\frac{2.250}{1.50} =$	1.50000
1 : 1½	$\frac{0.750}{1.50} =$	0.50000	1 : 2½	$\frac{2.500}{1.50} =$	1.66667
1 : 1	$\frac{1.00}{1.50} =$	0.66667	1 : 2¾	$\frac{2.750}{1.50} =$	1.83333
1 : 1⅓	$\frac{1.250}{1.50} =$	0.83333	1 : 3	$\frac{3.00}{1.50} =$	2.00000
1 : 1½	$\frac{1.50}{1.50} =$	1.00000			

Bemerkungen: Im Allgemeinen verhält sich das der Tabelle I zu Grunde gelegte Böschungsverhältniss von 1½ zu den hiefür in genannter Tabelle enthaltenen Dreieckflächen, welche hier mit *F* bezeichnet werden, wie jedes andere Böschungsverhältniss *p* zu der dem letzteren entsprechenden Fläche *x* eines rechtwinkligen Dreieckes, oder: 1½ : *F* :: *p* : *x*.

Beispiel: Welches ist der Flächeninhalt *x* eines rechtwinkligen Dreieckes, dessen Böschungsverhältniss *p* = 2¼füssig und dessen verticale Höhe = 15.00m ist?  $F = 168.750 \square^m$  (laut Tabelle I),  $p = 2\frac{1}{4}$ ,  $2\frac{1}{4} : x :: 1\frac{1}{2} : 168.750 \square^m$ ,

$$x = \frac{168.750 \square^m \times 2\frac{1}{4}}{1\frac{1}{2}} = 253.125 \square^m.$$

**Tabelle III.** Coëfficienten, mit welchen die in Tabelle I verzeichneten Dreieckflächen zu multipliciren sind, wenn die Terrainoberfläche rechtwinklig zur Längensachse ansteigt oder fällt.

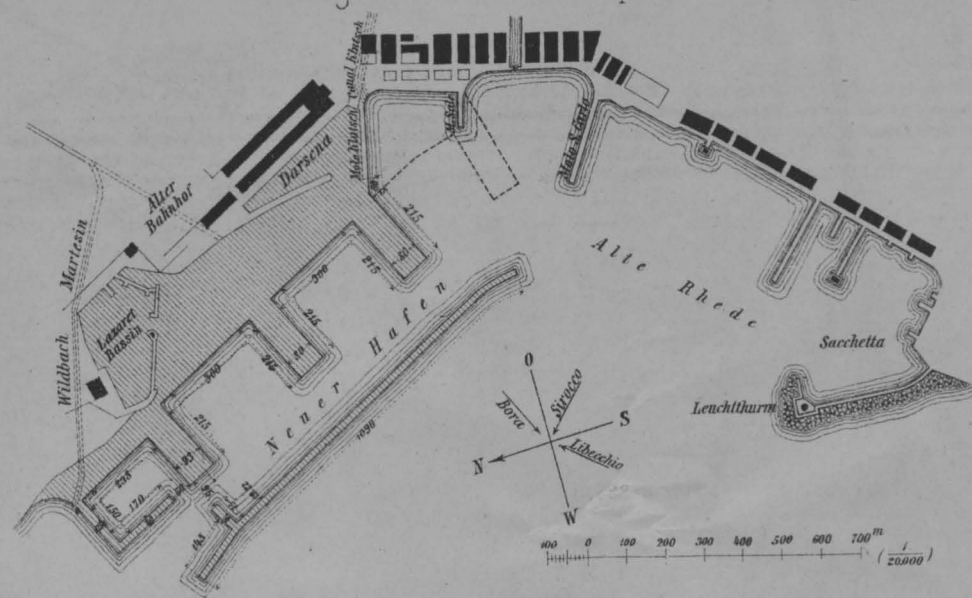
Böschungs- verhältnis p des Auf- oder Abtrages	A. Multiplications-Coëfficienten für die spitzwinkligen Dreiecke a b c.																				
	Höhe zur Basis	Gefälle oder Steigung des Terrains per 1 <sup>m</sup> rechtwinklig zur Achse																			
		0.025	0.050	0.075	0.100	0.125	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250	0.275	0.300	0.325	0.350	0.375	0.400	0.425	0.450	0.475	0.500
1 : 1/3	0.1107	0.1102	0.1098	0.1093	0.1089	0.1084	0.1080	0.1075	0.1071	0.1067	0.1063	0.1058	0.1054	0.1050	0.1046	0.1041	0.1038	0.1034	0.1030	0.1026	
1 : 1/2	0.1656	0.1646	0.1636	0.1626	0.1616	0.1606	0.1597	0.1587	0.1578	0.1569	0.1560	0.1550	0.1541	0.1533	0.1524	0.1515	0.1507	0.1498	0.1490	0.1481	
1 : 2/3	0.3292	0.3252	0.3213	0.3175	0.3137	0.3101	0.3065	0.3030	0.2996	0.2963	0.2930	0.2898	0.2867	0.2837	0.2807	0.2778	0.2749	0.2721	0.2694	0.2667	
1 : 3/4	0.4908	0.4819	0.4734	0.4651	0.4571	0.4494	0.4420	0.4348	0.4278	0.4210	0.4145	0.4082	0.4020	0.3960	0.3902	0.3846	0.3791	0.3738	0.3687	0.3636	
1 : 1	0.6504	0.6349	0.6201	0.6061	0.5926	0.5797	0.5674	0.5555	0.5442	0.5333	0.5229	0.5128	0.5031	0.4938	0.4848	0.4762	0.4678	0.4598	0.4520	0.4444	
1 : 1 1/4	0.8081	0.7843	0.7619	0.7407	0.7207	0.7017	0.6838	0.6667	0.6504	0.6349	0.6201	0.6061	0.5926	0.5797	0.5674	0.5555	0.5442	0.5333	0.5229	0.5128	
1 : 1 1/2	0.9638	0.9302	0.8989	0.8696	0.8421	0.8163	0.7921	0.7692	0.7477	0.7273	0.7080	0.6896	0.6723	0.6557	0.6400	0.6250	0.6107	0.5970	0.5839	0.5714	
1 : 1 3/4	1.1177	1.0728	1.0313	0.9929	0.9573	0.9241	0.8932	0.8642	0.8371	0.8115	0.7876	0.7650	0.7437	0.7235	0.7044	0.6863	0.6691	0.6527	0.6371	0.6222	
1 : 2	1.2698	1.2121	1.1594	1.1111	1.0667	1.0256	0.9876	0.9524	0.9195	0.8889	0.8602	0.8333	0.8081	0.7843	0.7619	0.7407	0.7207	0.7017	0.6838	0.6667	
1 : 2 1/4	1.4202	1.3484	1.2835	1.2246	1.1708	1.1216	1.0763	1.0345	0.9959	0.9601	0.9267	0.8956	0.8665	0.8392	0.8136	0.7895	0.7668	0.7454	0.7251	0.7059	
1 : 2 1/2	1.5686	1.4815	1.4035	1.3333	1.2698	1.2121	1.1594	1.1111	1.0667	1.0256	0.9876	0.9524	0.9195	0.8889	0.8602	0.8333	0.8081	0.7843	0.7619	0.7407	
1 : 2 3/4	1.7154	1.6117	1.5194	1.4380	1.3643	1.2979	1.2377	1.1827	1.1325	1.0864	1.0439	1.0046	0.9681	0.9342	0.9026	0.8730	0.8453	0.8194	0.7950	0.7719	
1 : 3	1.8605	1.7391	1.6326	1.5385	1.4545	1.3793	1.3115	1.2500	1.1940	1.1429	1.0959	1.0526	1.0126	0.9756	0.9412	0.9091	0.8791	0.8511	0.8247	0.8000	

B. Multiplications-Coëfficienten für die stumpfwinkligen Dreiecke d e f.



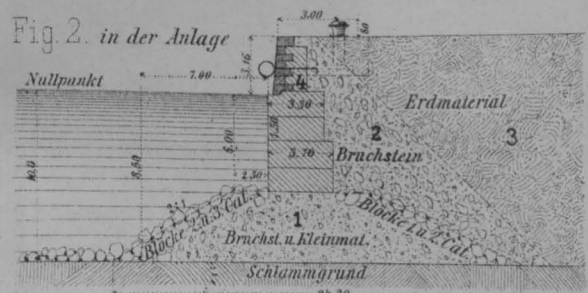
# DER BAU DES NEUEN HAFENS IN TRIEST

Fig 1. Situationsplan.



Ursprüngliches Profil der Quaimauer.

Fig 2. in der Anlage



N.B. Die Nummern in Fig. 2 u. 4 bedeuten die Reihenfolge der Bauoperationen.

Fig 3. nach der Ausführung.

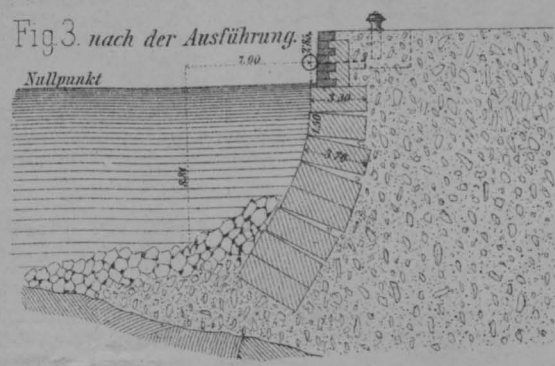
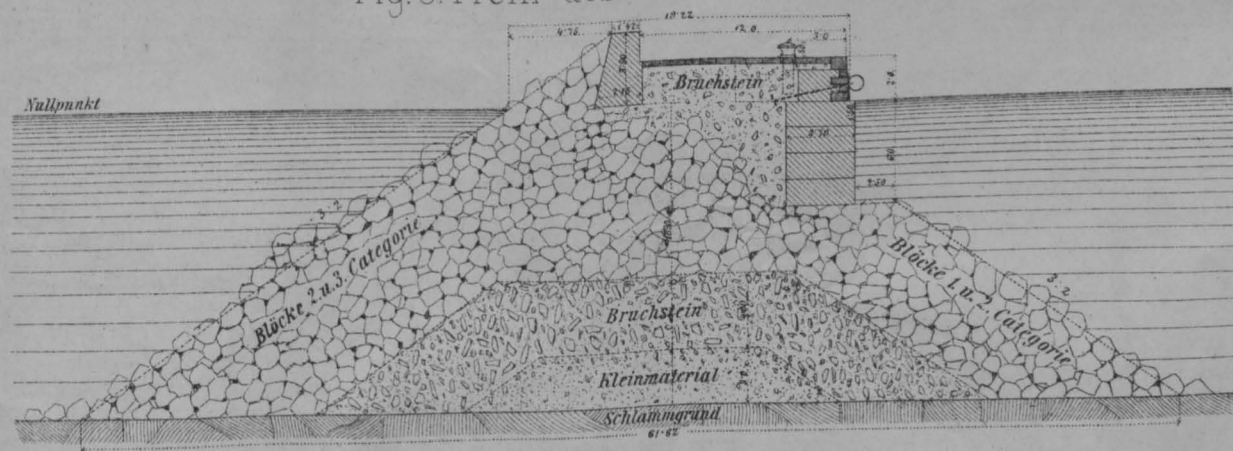


Fig 4. Modificirtes Profil der Quaimauer.



Fig 5. Profil des Hafendammes.



Profile der Canäle

Fig 6.



Martesin

Fig 7.

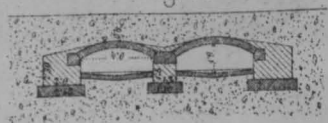
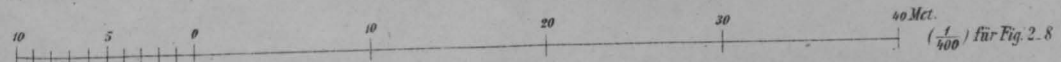
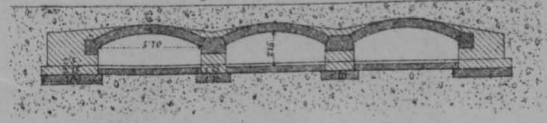






Fig 8. Klutsch



Stand der Arbeiten im März 1879.

Fig.1. Situationsplan.

*Erklärung.*

- |  |                                |
|--|--------------------------------|
|  | <i>Fertige Quaimauer</i>       |
|  | <i>Blockmauer</i>              |
|  | <i>Schiffsfesten aus Eisen</i> |
|  | <i>Bojen</i>                   |

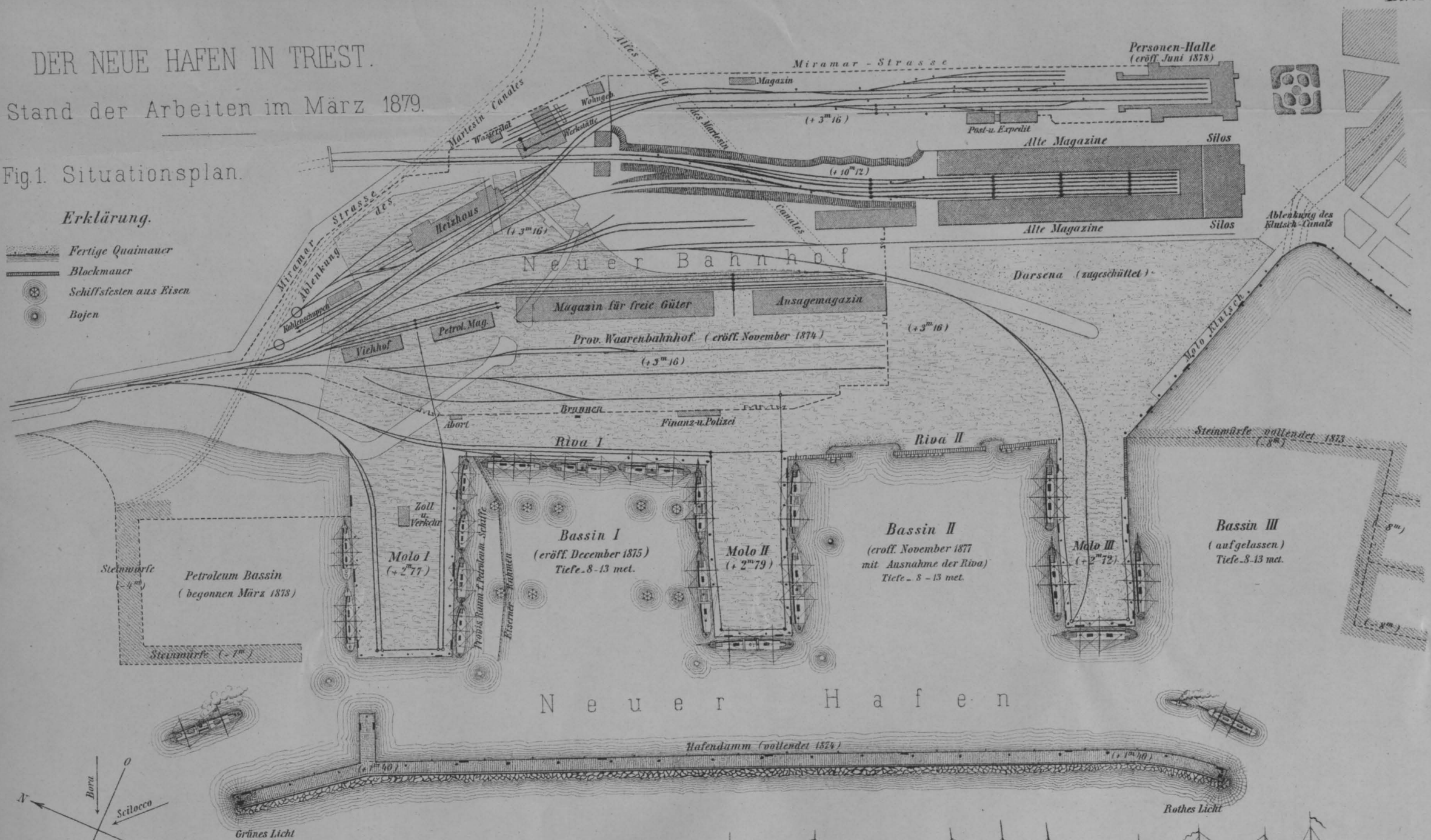
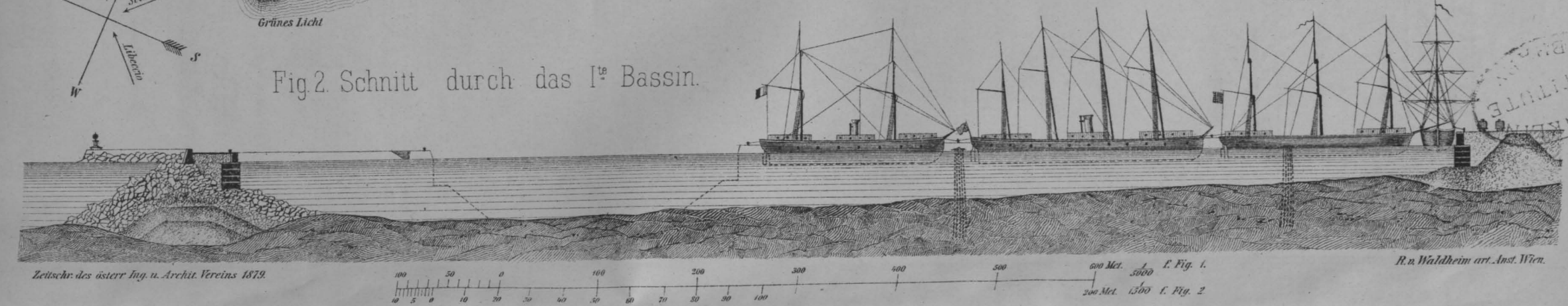


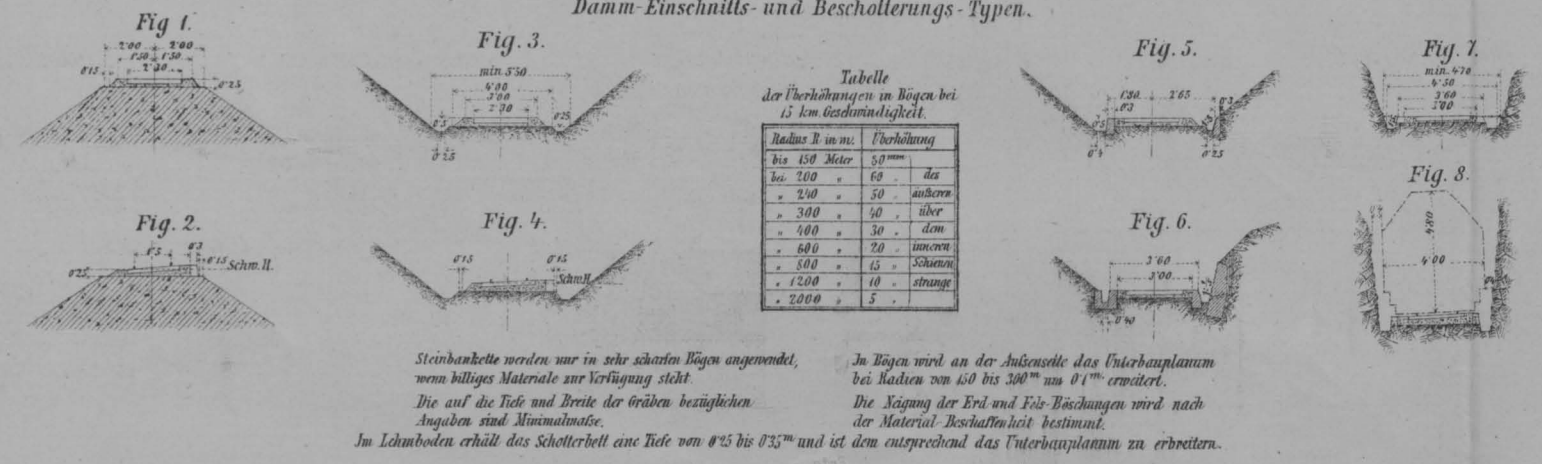
Fig. 2. Schnitt durch das 1<sup>te</sup> Bassin.





DIE LOCALBAHN VON KRIEGSDORF NACH RÖMERSTADT.

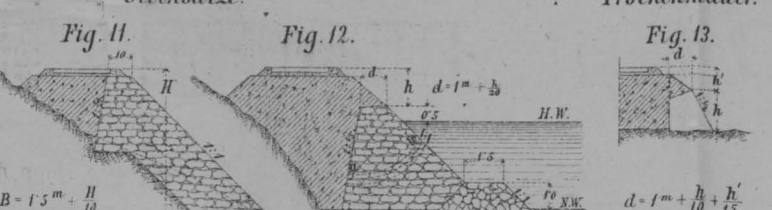
Damm-Einschnitts- und Beschötlungs-Typen.



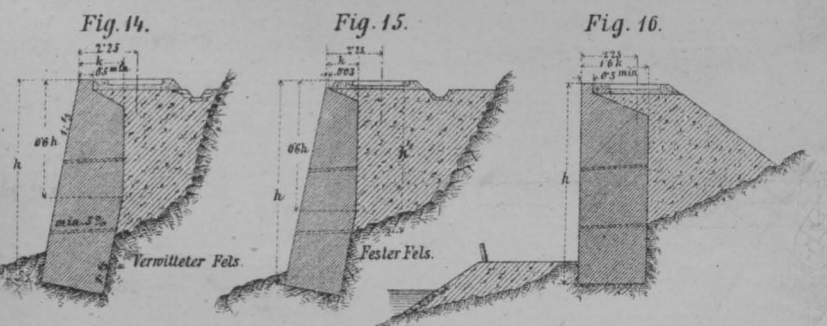
Sicherung von Böschungen.



Steinsätze.

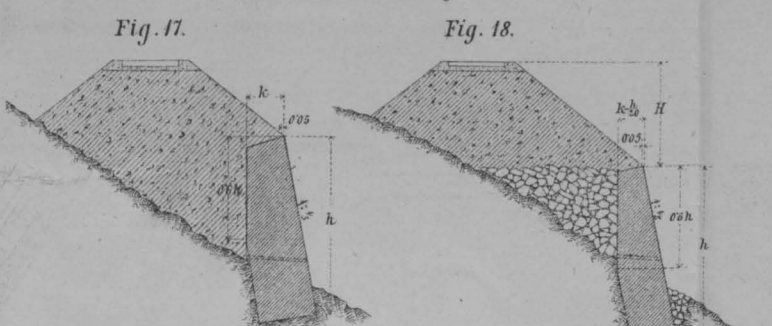


ohne Überschlüttung.

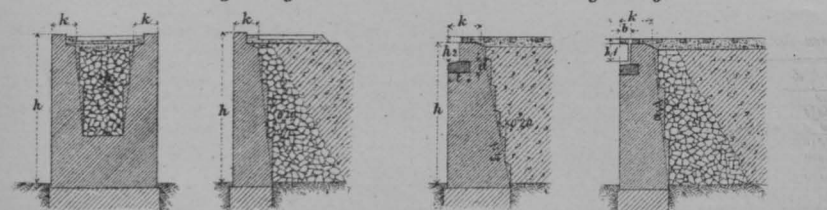


Stützmauern.

mit Überschlüttung.



Parallelfügel Fig. 21.



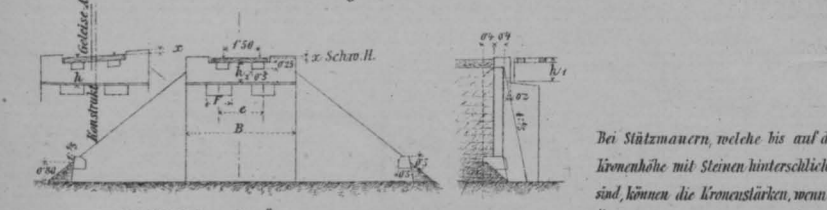
Widerlager Fig. 22.

Futtermauern.

Verkleidungsmauern.



Offene Durchlässe Fig. 23.

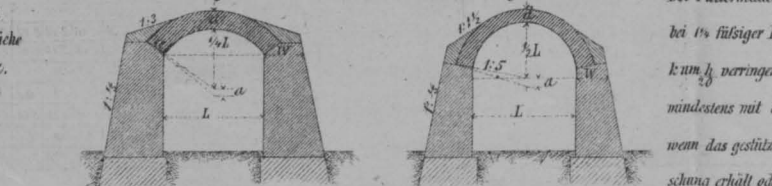


Gewölbe Durchlässe.



Fig. 26.

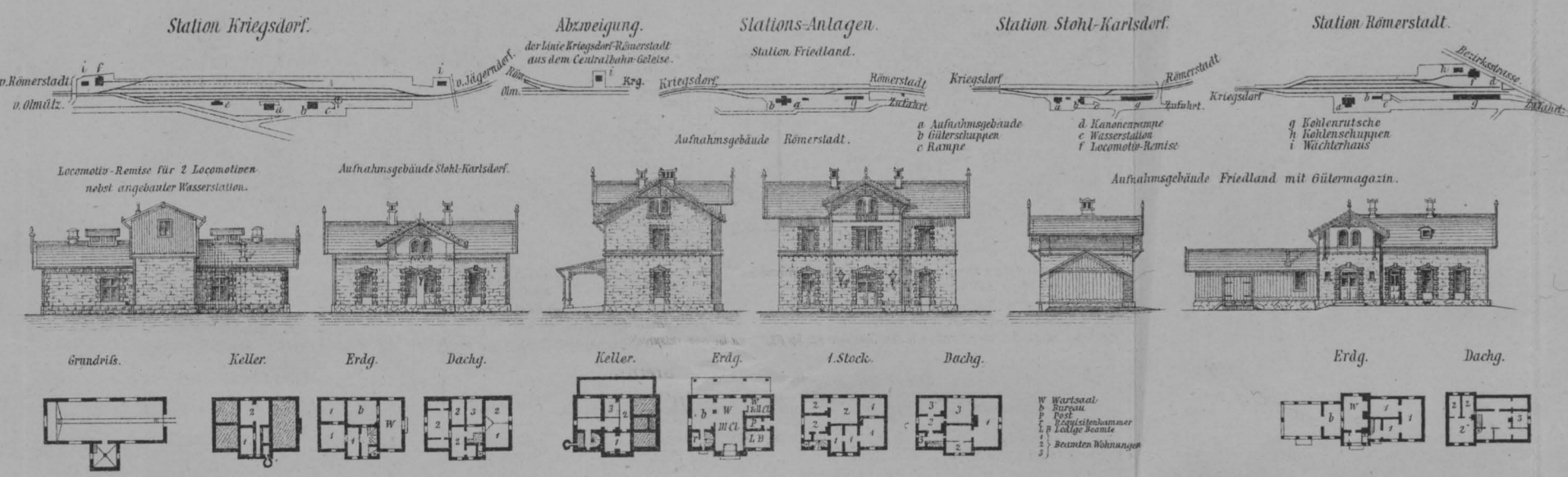
Fig. 25.



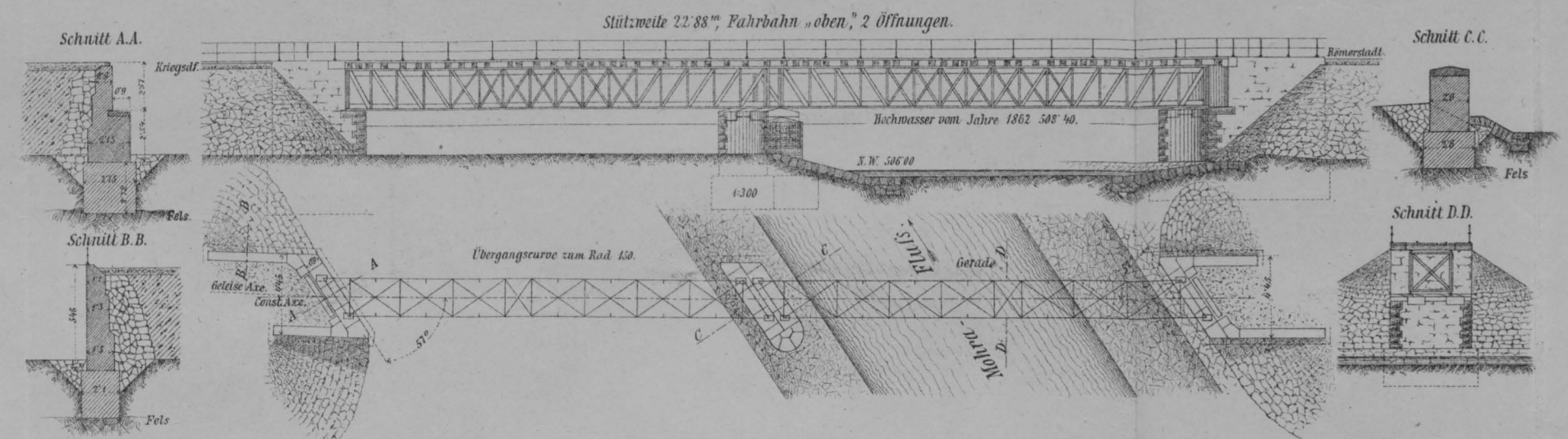
Bemerkung zur Tabelle Kronenstärke der Stützmauern:

Beträgt das Gewicht eines Kubikmeters Mauerwerk wenig, ger als 2100 Kilogramm, so ist die Mauer in demselben Verhältnisse zu verstärken, als das Gewicht des Mauerwerks geringer ist.

Bei Futtermauern in Einschnitten, deren Materiale sich bei 1/4 fülliger Böschung erhält, dürfen die Kronenstärken um 1/4 verringert werden, dagegen müssen solche Mauern mindestens mit der Kronenstärke k ausgeführt werden, wenn das gestützte Materiale sich nur bei 1/4 fülliger Böschung erhält oder einen ungünstigen Schuß ausbildet.



Brücke über den Mohra-Fluss.



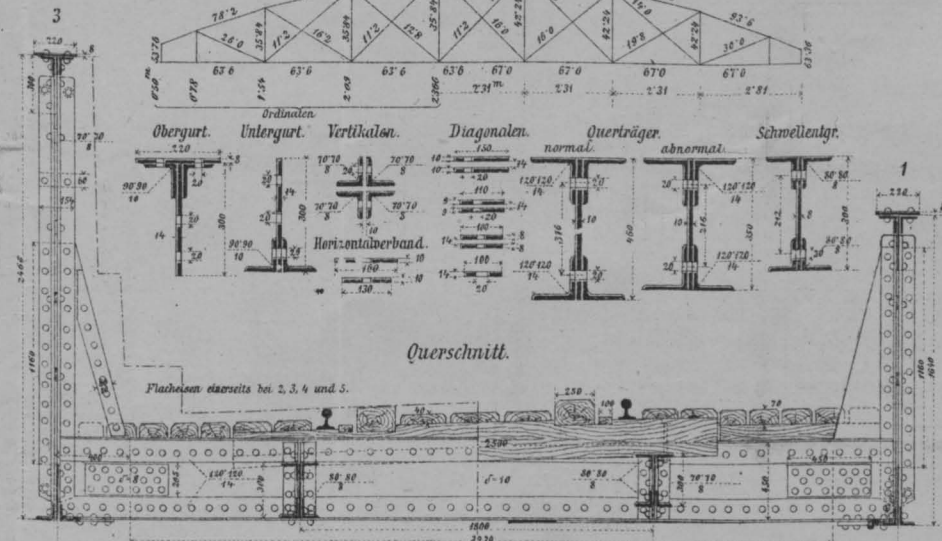
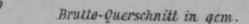
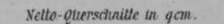
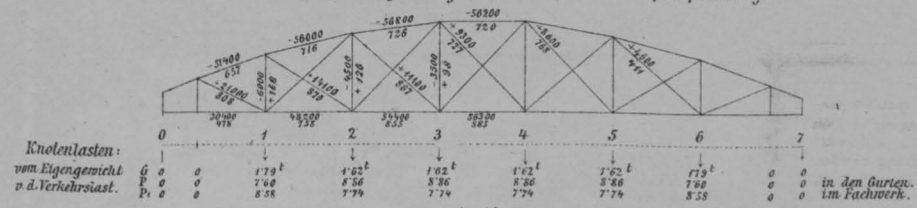
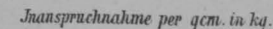
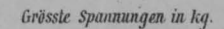
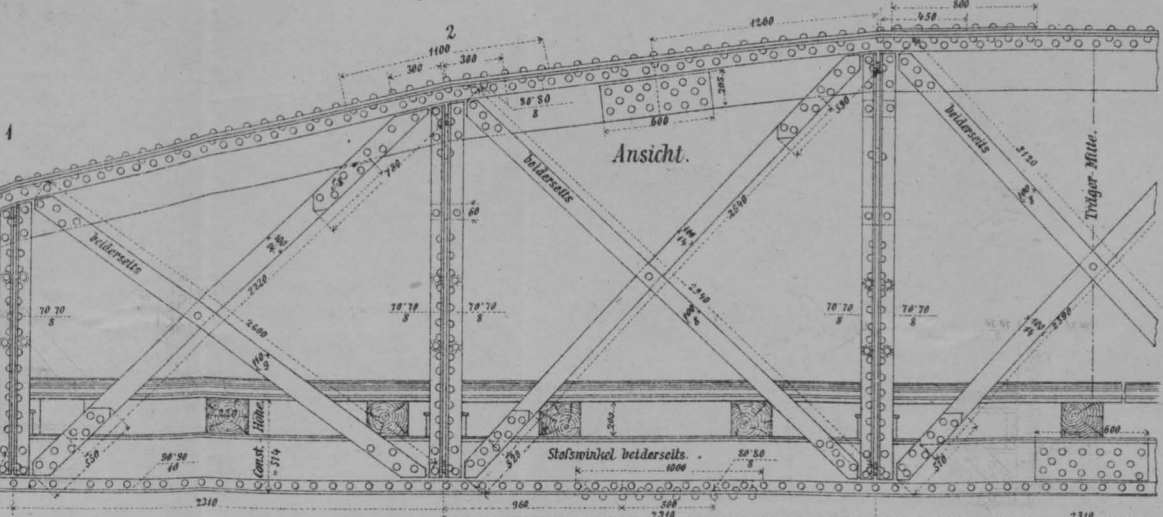
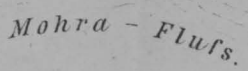
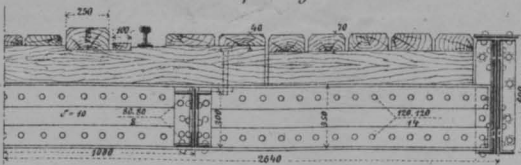
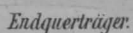
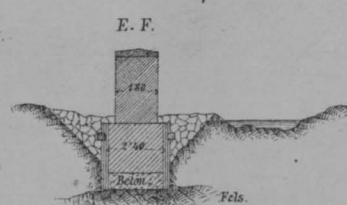
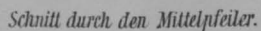
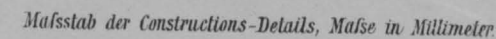
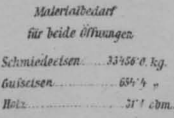
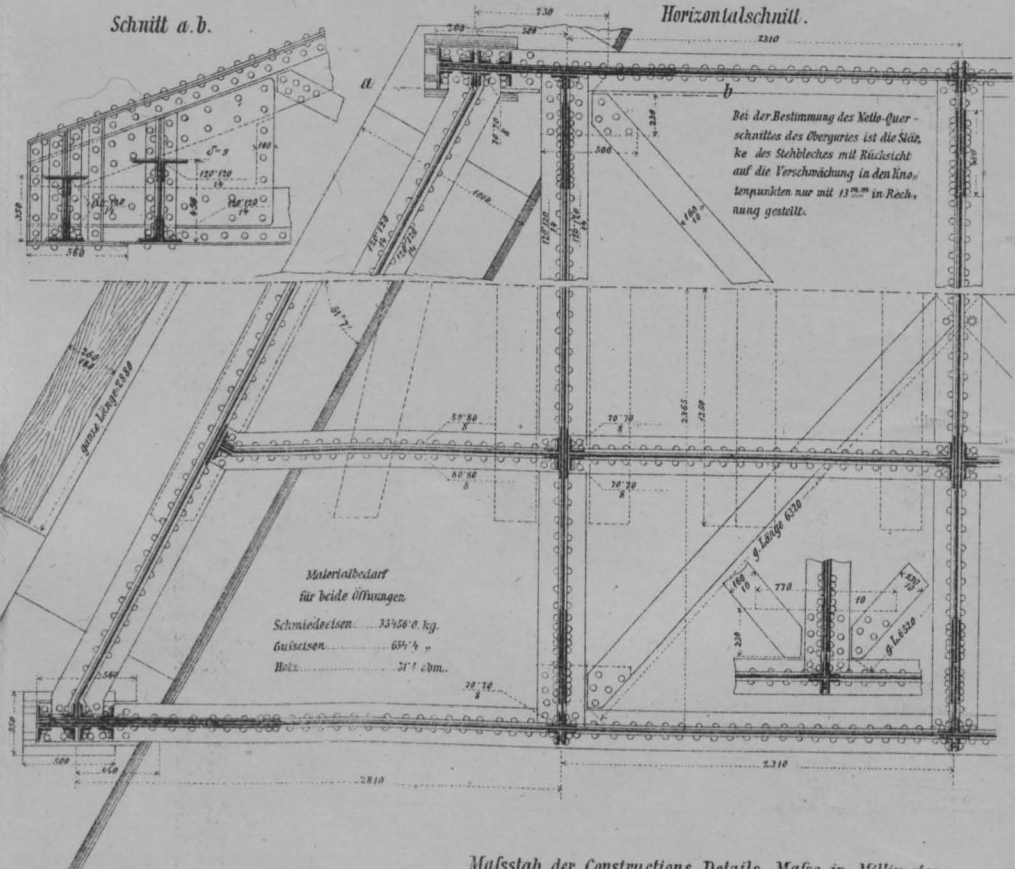
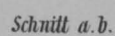
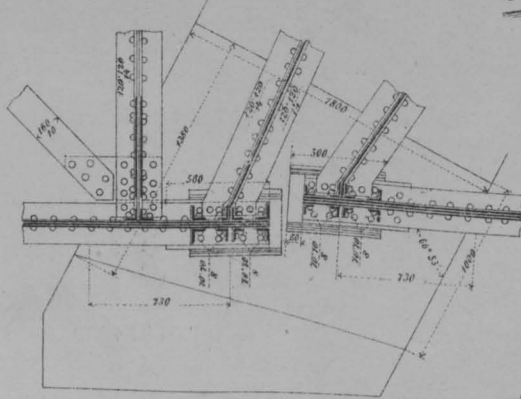
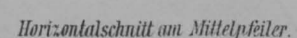
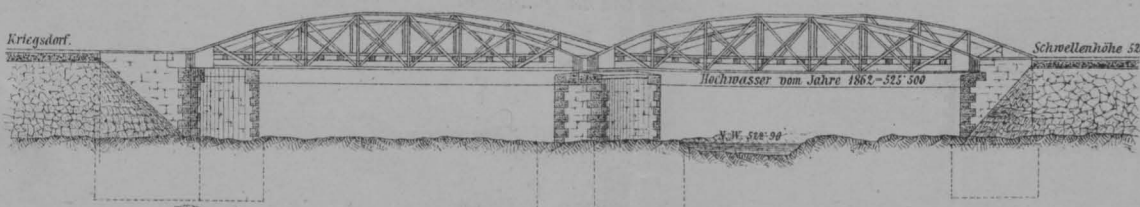
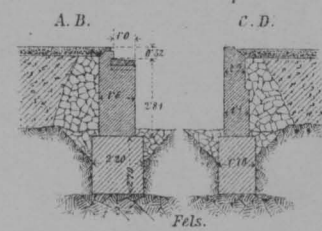
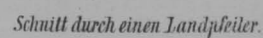
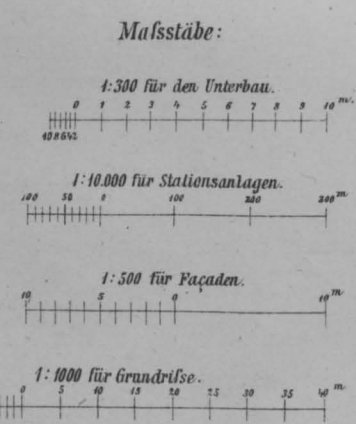
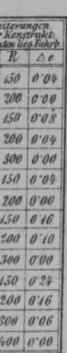
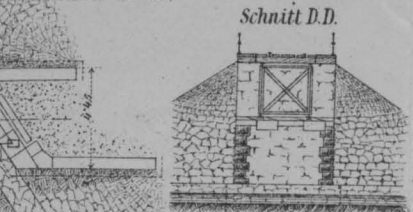
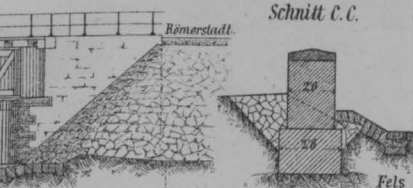
Kronenstärke der Stützmauern in Mortel.

Überhöhung H	k Kronenstärke bei einer Mauerhöhe von h.														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	20	
	Meter														
0,60m	0,60	0,61	0,70	0,97	1,15	1,33	1,57	1,69	1,81	2,05	2,41	2,77	3,13	3,55	
0,70	0,60	0,69	0,91	1,11	1,30	1,49	1,65	1,81	2,05	2,29	2,60	2,96	3,33	3,78	
0,80	0,60	0,73	1,02	1,21	1,40	1,62	1,83	2,02	2,24	2,39	2,71	3,14	3,51	4,04	
0,90	0,60	0,75	1,03	1,29	1,51	1,73	1,99	2,15	2,39	2,52	2,90	3,35	3,82	4,42	
1,00	0,60	0,76	1,06	1,33	1,58	1,81	2,06	2,25	2,46	2,66	3,06	3,45	3,83	4,58	
1,10	0,60	0,76	1,08	1,37	1,63	1,83	2,11	2,36	2,56	2,77	3,18	3,59	3,97	4,81	
1,20	0,60	0,76	1,09	1,39	1,67	1,93	2,24	2,44	2,64	2,87	3,29	3,71	4,10	5,00	
1,30	0,60	0,76	1,09	1,42	1,72	2,00	2,25	2,53	2,75	2,97	3,41	3,80	4,23	5,14	
1,40	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,05	2,31	2,61	2,83	3,05	3,49	3,85	4,30	5,22	
1,50	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,05	2,36	2,66	2,96	3,28	3,73	4,12	4,59	5,57	
1,60	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,05	2,38	2,71	3,02	3,31	3,76	4,13	4,58	5,62	
1,70	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,05	2,41	2,74	3,07	3,40	3,81	4,21	4,69	5,76	



Brücke über den Politz-Bach.

Stützweite 17 m, Fahrbahn „unten“, 2 Öffnungen.





mit Rücksicht auf die Kohäsion des Erdreiches.

